

LEHRSTUHL FÜR BAUKONSTRUKTION UND VORFERTIGUNG
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG
o. Prof. Dr.-Ing. Heinrich P a s c h e n



B e r i c h t

über den Forschungsauftrag
des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau

B II 9 - 81 07 05 - 135/3

" Untersuchung über das Verbundverhalten von Betonstählen
bei Kurzzeitbeanspruchung "

(Nr. 8842/9051)

Braunschweig, den 20. Dezember 1974

Untersuchung über das Verbundverhalten von Betonstählen
bei Kurzzeitbeanspruchung

In einem mehrjährigen Forschungsvorhaben ist das Verbundverhalten von Betonstählen, und zwar

- die Verbundtragfähigkeit durch Auszieh- und Biegehaftversuche
- das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Betonstahl und Beton
- die Traglast biegebeanspruchter Balken mit und ohne Bewehrungsstoß in Feldmitte

in Abhängigkeit von Beanspruchungsgeschwindigkeit und Beanspruchungsdauer experimentell untersucht worden.

Für die Versuche wurde eine elektrohydraulisch geregelte Prüfmaschine verwendet, die bei Kräften bis zu 25 Mp eine absolute Verformungsgeschwindigkeit bis zu 760 mm/s gestattete. Die Beanspruchungsgeschwindigkeit umfaßte etwa 5 Zehnerpotenzen, wobei wegen der Abhängigkeit der Höchstgeschwindigkeit von der Steifigkeit der Probe, die folgenden Maximalwerte erreicht wurden:

Bei der Prüfung der einzelnen Baustoffe:	$2 \cdot 10^6$ kp/cm ² s,
bei den Verbunduntersuchungen:	$5 \cdot 10^4$ kp/cm ² s,
im Biegehaftversuch und an Balken:	$6 \cdot 10^3$ kp/cm ² s.

Die etwa 300 "Auszieh"-Versuche zum Studium des Verbundverhaltens wurden an zylindrischen Betonkörpern - mit einer nahezu einheitlichen Betondruckfestigkeit $\beta_w \sim 250$ kp/cm² - durchgeführt, in die Bewehrungsstähle von vorzugsweise 16 mm Stabdurchmesser mittig eingelassen waren. Variiert wurden u.a. Stahlart, Verbundlänge, Belastungsfunktion und Belastungsgeschwindigkeit. Für die 15 in Anlehnung an die von RILEM vorgeschlagenen Versuchsbedingungen durchgeführten Biegehaftversuche und die 12 Balkenversuche sind Versuchskörper mit $l = 100$ cm Stützweite und $d/b = 24/15$ cm Querschnitt gewählt worden.

Die Untersuchungen haben im wesentlichen zu folgenden Ergebnissen geführt:

1. Bei Betonstahl BSt 22/34 GU (glatter Rundstahl) ist die Verbundfestigkeit praktisch unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit.
2. Bei Rippenstählen BSt 42/50 RK und RU nimmt die Verbundfestigkeit im Bereich von Belastungsgeschwindigkeiten bis zu etwa $100 \text{ kp/cm}^2 \text{ s}$ nur unwesentlich, darüber hinaus jedoch progressiv zu. Bezogen auf die bei langsamer ("statischer") Laststeigerung erreichte Verbundfestigkeit beträgt die Steigerung bei einer Belastungsgeschwindigkeit von $10^4 \text{ kp/cm}^2 \text{ s}$ im Mittel etwa 20 bis 25%.
3. Der Zuwachs der Verbundfestigkeit entspricht nur dann einer gleich hohen Verbundtragfähigkeit, wenn die Einwirkungsdauer der Last in der Größenordnung der Lastanstiegszeit liegt ("Kurzzeitbeanspruchung"). Mit zunehmender Standzeit der Höchstlast verringert sich die Verbundtragfähigkeit. Bei Standzeiten von $t_D > 60 \text{ s}$ kann auch bei sehr schneller Lastaufbringung mit keinem nennenswerten Tragfähigkeitszuwachs mehr gerechnet werden.
4. Betondruckfestigkeit und Verbundfestigkeit hängen in gleicher Weise von der Belastungsgeschwindigkeit ab. Da die Verbundwirkung der Rippenstähle zum überwiegenden Teil auf dem Verformungswiderstand des Betons unter den Rippen beruht, kann die Zunahme der Verbundfestigkeit unmittelbar auf die Festigkeitszunahme des Betons mit wachsender Beanspruchungsgeschwindigkeit zurückgeführt werden.
5. Aus speziellen Messungen an Rippentorstählen mit $d = 16 \text{ mm}$ Durchmesser ergab sich, daß die Verbundspannungen nur über eine Länge von $l_V = 15 d$ übertragen werden, und zwar unabhängig von der Beanspruchungsgeschwindigkeit.
6. Bei Biegehaft-Körpern liegt die Bewehrung senkrecht zur Lasteintragsrichtung, wodurch Biegespannungen und Querkräfte auftreten können. Die durchgeführten Biegehaftversuche bestätigten die Ergebnisse der Ausziehversuche hinsichtlich Geschwindigkeitsabhängigkeit und aufnehmbaren Verbundspannungen und somit ihre Anwendbarkeit auf die Verankerungszone in Balken.

7. Der bei Balken mit durchgehender Bewehrung (voller Verbund) festgestellte Traglastzuwachs stimmt überein mit der bei gleicher Geschwindigkeit an kleinen Betonstahl-Zugproben festgestellten Streckgrenzen-Erhöhung. Auch bei den Balken mit gestoßener Bewehrung zeigte sich eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Festigkeitsprüfungen und der Verbundversuche, so daß insgesamt eine Übertragbarkeit der Verhältnisse auf biegebeanspruchte Balken angenommen werden kann.

Braunschweig, den 20. Dezember 1974

Untersuchung über das Verbundverhalten von Betonstählen
bei Kurzzeitbeanspruchung

Bericht erstattet

von

o. Prof. Dr.-Ing. Heinrich Paschen

Dr.-Ing. Joachim Steinert

Dipl.-Ing. Olaf Hjorth

Vorbemerkung

Im Jahre 1968 trat das Bundesministerium für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau an den Lehrstuhl für Baukonstruktion und Vorfertigung der TU Braunschweig heran mit der Bitte um Mitwirkung bei der Ergänzung bzw. Neugestaltung der baulichen Grundsätze für die Bemessung von Schutzbauten. Die beabsichtigte Bearbeitung der baulichen Grundsätze sollte dabei weniger auf Korrekturen am hierbei üblichen Traglastverfahren hinzielen, sondern auf die Berücksichtigung der bei hohen Dehngeschwindigkeiten tatsächlich vorhandenen Werkstoff- und Verbundeigenschaften. Diese Zielsetzung erfordert die Kenntnis

- der Druckfestigkeit von Beton
- der Streckgrenze von Betonstahl
- der Verbundfestigkeit von Beton und Stahl




in Abhängigkeit von der Beanspruchungsgeschwindigkeit, und zwar sowohl für den einzelnen Baustoff als auch im Zusammenwirken in Bauteilen.

Diese Aufgabenstellung wurde in den Jahren 1969 bis 1974 - in enger Zusammenarbeit mit dem Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau - in Form ein-

zelner Forschungsabschnitte bearbeitet. Bei der Durchführung der Untersuchungen mußte die Thematik der Forschungsabschnitte innerhalb des gegebenen finanziellen Volumens und aufgrund der technischen Möglichkeiten und des vertretbaren Aufwandes fortgesetzt dem jeweiligen Entwicklungsstand angepaßt werden. Beispielsweise war es aus technischen Gründen nicht möglich, wie anfangs erwünscht, die Prüfkörper impulsartig zu belasten, sondern nur kurzzeitig zu beanspruchen, was sich vom Grundsätzlichen her auch als sinnvoller erwies. Außerdem konnte, wie bei fast allen derartigen Untersuchungen, die Anzahl der Prüfkörper nicht groß genug gewählt werden, um eine statistische Auswertung der Prüfergebnisse durchführen zu können. Statt einer Aufzählung weiterer Teilprobleme und Schwierigkeiten sei an dieser Stelle nur festgestellt, daß mit den hier begonnenen Versuchen im Hinblick auf Fragestellung und Versuchstechnik Neuland betreten werden mußte und daher auch keine lückenlose Klärung der in Angriff genommenen Fragen erwartet werden konnte. Dennoch dürften die Untersuchungen die wesentlichen Tendenzen aufgezeigt haben und somit einen Beitrag zur Festigung der Bemessungsgrundlagen für Bauwerke unter Waffeneinwirkungen und vergleichbaren Katastrophenlasten darstellen.

Im folgenden Bericht wird über das mehrjährige Forschungsvorhaben Rechenschaft abgelegt: Versuchsdurchführung und Ergebnisse werden ausführlich dargestellt und die sich aus den Untersuchungen ergebenden Schlußfolgerungen diskutiert.

Inhaltsverzeichnis

	Seite
- Vorbemerkung -	1
<u>1. Aufgabenstellung</u>	6
<u>2. Aufbau und Erprobung der Versuchsanlage</u> (Beschreibung der Versuchseinrichtung)	8
<u>3. Vorversuche</u>	11
3.1 Dehnungsverlauf in zugbeanspruchten Stahlstäben	12
3.2 Einfluß der Setzrichtung des Betons	14
3.3 Einfluß einer verbundfreien Vorlänge	17
<u>4. Versuchsprogramm</u>	19
<u>5. Versuche zum Verbundverhalten von Ausziehkörpern bei unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten</u>	21
5.1 Versuchskörper	21
5.1.1 Form, Herstellung und Lagerung der Prüfkörper	21
5.1.2 Betongüte	23
5.1.3 Stahlsorten	24
5.2 Versuchsaufbau und Durchführung	24
5.3 Ergebnisse der Ausziehversuche	26
5.3.1 Maximale Verbundtragfähigkeit (Kurzzeit-Verbundfestigkeit) in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit	28
5.3.2 "Kritische" Verbundbeanspruchung für verschiedene Belastungsfunktionen	33
5.3.2.1 Versuche mit  -Funktionen	35
5.3.2.2 Versuche mit  - und  -Funktionen	36
5.3.3 Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf die Verbundspannung bei bestimmten Ausziehwegen	40
5.3.4 Einfluß des Betonalters und der Betonfestigkeit	41
5.3.5 Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen bei höheren Belastungsgeschwindigkeiten	44
5.3.6 Stahldehnungsverlauf und Verbundspannungs- verteilung	44

	Seite
<u>6. Versuche an balkenähnlichen Bauteilen (beam-tests) mit begrenzter Verankerungslänge der Bewehrung</u>	46
6.1 Allgemeines	46
6.2 Versuchsvorbereitungen, Herstellung der Prüfkörper	47
6.3 Versuchsaufbau	48
6.4 Messungen	49
6.5 Vorversuche	50
6.6 Ermittlung der Verbundspannungen	51
6.7 Versuchsergebnisse	55
6.7.1 Übersicht	55
6.7.2 Versuchsziele	55
6.7.3 Tragfähigkeit der Verankerungszone einer Balkenbewehrung in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit	56
6.7.4 Einfluß der Lasthöhe und der Beanspruchungsgeschwindigkeit auf die Verbundspannungsverteilung der Bewehrungsverankerung	57
6.7.5 Traglasten kurzer Balken mit durchgehender Bewehrung in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit	58
6.7.6 Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen der Zugbewehrung	62
<u>7. Versuche zur Ermittlung der Materialfestigkeiten bei extremer Kurzzeitbeanspruchung</u>	65
7.1 Bisher bekannte Gesetzmäßigkeiten	65
7.2 Eigene Versuche	65
7.2.1 Festigkeitsprüfungen kleiner Stahlproben	65
7.2.2 Beton	67
7.3 Ergebnisse	69
<u>8. Diskussion der Versuchsergebnisse</u>	70
8.1 Zu den Verbund- und Festigkeitsuntersuchungen	70
8.2 Zu den Versuchen an balkenartigen Bauteilen	73
<u>9. Zusammenfassung</u>	76
<u>10. Bezeichnungen</u>	
<u>11. Literatur</u>	

Anlagenverzeichnis

<u>Zum Abschnitt 3:</u> (Vorversuche)	Anlage 1 bis 7
<u>Zum Abschnitt 5:</u> (Versuche zum Verbundverhalten)	Anlagen 8 bis 32
<u>Zum Abschnitt 6:</u> (Versuche an balkenähnlichen Bauteilen)	Anlagen 33 bis 39
<u>Zum Abschnitt 7:</u> (Materialfestigkeiten)	Anlagen 40 bis 45

1. Aufgabenstellung

Im Rahmen des Forschungsprogrammes "Allgemeiner baulicher Katastrophenschutz" des Bundesministeriums für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau wurde zur Frage der Eigenschaften und des Verhaltens von Stahlbeton-Bauteilen unter Stoßbeanspruchung in Absprache mit dem fördernden Ministerium eine schrittweise Untersuchung angestrebt, die von der Klärung der dynamischen Materialeigenschaften über die Untersuchungen an Bauteilen unter Stoßbelastung bis zur Entwicklung verbesserter Entwurfsgrundlagen für Schutzbauten reichte. Der erste Schritt dieses umfangreichen Vorhabens, die Untersuchungen über

das Verbundverhalten von Betonstählen unter Kurzzeitbeanspruchung, wird mit diesem Sachbericht abgeschlossen.

Ziel der hier beschriebenen Untersuchungen war es, den Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf die Verbundtragfähigkeit der Betonstähle zu klären. Es ist bekannt, daß die Verbundwirkung der Betonstähle von den Materialeigenschaften von Beton und Stahl, der Profilform, dem Stabdurchmesser, der Lage der Stäbe beim Betonieren sowie anderen Einflüssen abhängt. Beim Ausziehen von Rippenstählen muß der zwischen den Stahlrippen liegende Beton abgesichert und die Adhäsion zwischen Stahl und Beton sowie die Reibungskraft des bereits verbundfreien Stabes überwunden werden. Da die in der Verbundfläche geweckten Kräfte nicht nur von der Verschiebung der Bewehrungsstäbe, sondern auch von deren Geschwindigkeit und u. U. auch von höheren Ableitungen nach der Zeit abhängen, ist bei größeren Ausziehgeschwindigkeiten eine Zunahme des Ausziehwiderstandes zu erwarten. Die Frage, ob die erwartete Widerstandserhöhung auch technisch nutzbar ist, also eine erhöhte Verbundtragfähigkeit zur Folge hat, ist hierbei zunächst noch völlig offen.

Zur Überprüfung dieser Vorstellung sollte als Standardversuch der Ausziehversuch dienen, siehe Bild 4, wobei geeignete Parameter so zu variieren waren, daß die Meßergebnisse Aussagen über den Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf die maximale Verbundtragfähigkeit, die Last-Verschiebungsbeziehungen ("Grundgesetze") und die Verbundspannungsverteilung längs der Stabachse liefern können. Außerdem

sollte durch Variation der Belastungsfunktion auch der Einfluß der Belastungsdauer auf die Verbundfestigkeit erfaßt werden.

Zur Deutung der gefundenen Versuchsergebnisse mußte auch der Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf die reinen Materialfestigkeiten von Stahl und Beton untersucht werden.

Zusätzlich sollte die Übertragbarkeit der Ergebnisse der Ausziehversuche auf kleine praxisübliche Bauteile geprüft werden. Hierzu dienten einige Versuche an kurzen Balken mit begrenzter Verankerungslänge der Bewehrung sowie mit durchgehender Bewehrung und Bewehrungsstößen mit unterschiedlicher Übergreifungslänge. Aus den Ergebnissen der Untersuchungen sollten sich Empfehlungen für die konstruktive Durchbildung von Schutzbauten herleiten lassen.

Bei Vorschlag und Bewilligung des Forschungsvorhabens war zunächst davon ausgegangen worden, daß eine Prüfung des Verbundverhaltens bei Impulsbeanspruchung wünschenswert und auch durchführbar sei. Das Verhalten impulsbeanspruchter Bauteile hängt wesentlich vom Verhältnis Einwirkungsdauer zu Eigenschwingungsdauer ab, somit nicht nur von den Materialeigenschaften und Abmessungen, sondern auch von der Lagerung bzw. Einspannung der Bauteile, also vom System.

Das Verbundverhalten ist jedoch eine systemunabhängige Materialeigenschaft. Daher wird zu seiner Prüfung vorzugsweise eine zeitlinear ansteigende Beanspruchung, also eine Beanspruchung mit konstanter Geschwindigkeit, verwendet. Prüfungen im Bereich hoher Beanspruchungsgeschwindigkeiten sind hierbei wichtig, um die Materialeigenschaften in impulsbeanspruchten Bauteilen berücksichtigen zu können.

Unter "Kurzzeitbeanspruchung" wird dementsprechend eine Beanspruchung verstanden, bei der die vorgegebene Last innerhalb weniger Millisekunden auf das statische System aufgebracht wird und etwa ebensolange einwirkt. Zusätzlich ist bei der Kurzzeitbeanspruchung die Einwirkungsdauer groß gegenüber der Eigenschwingungsdauer. Dagegen ist bei einer impulsartigen, also ballistischen Beanspruchung, die Gesamteinwirkungsdauer klein im Vergleich zur Eigenschwingungsdauer.

2. Aufbau und Erprobung der Versuchsanlage (Beschreibung der Versuchseinrichtung)

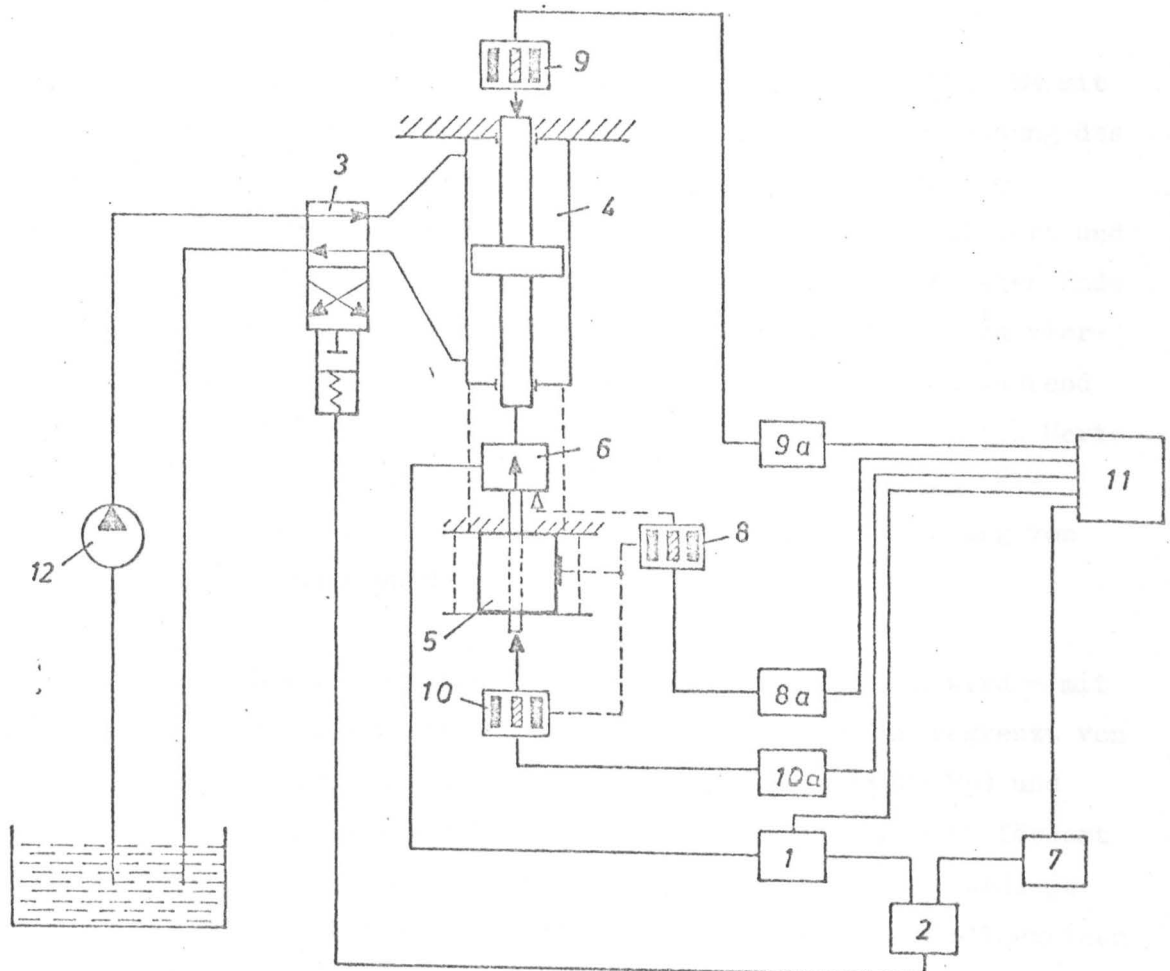
Experimentelle Prüfungen des Tragverhaltens von Bauteilen mit hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten können mit unterschiedlichen Methoden erfolgen, die alle gewisse Vor- und Nachteile besitzen. Zu den beschriebenen Untersuchungen wurde eine servohydraulisch geregelte Prüfmaschine benutzt, die zwar im Vergleich zu Stoßrohr, Druckkammer und Stoßpendel erheblich längere Lastanstiegszeiten aufweist, aber wiederum für Baustoffprüfungen besonders gut geeignet ist: Die Probekörper können leicht an den Arbeitszylinder angekoppelt werden, die Beanspruchung - Kraft oder Weg - kann vom Materialverhalten unabhängig mit konstanter Beanspruchungsgeschwindigkeit erfolgen, aber auch mit beliebigen anderen Beanspruchungen. Ein weiterer wesentlicher Punkt sind die Kosten für eine derartige Anlage, die dem finanziellen Aufwand für die Untersuchungen angemessen sind.

Das Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig verfügt über eine derartige Prüfeinrichtung, die allerdings zu Beginn der Untersuchungen nur mit Prüfzylindern für ± 1 Mp Prüfkraft ausgestattet war. Da feststand, daß das geplante Forschungsvorhaben nur mit einem erheblich größeren und schnelleren Arbeitszylinder durchführbar war und vorab noch eine Reihe von Einzelfragen für die Durchführung der Betonstahl-Ausziehversuche zur Ermittlung des Verbundverhaltens bei hohen Schlupfgeschwindigkeiten geklärt werden mußten, sind zunächst Voruntersuchungen durchgeführt worden, vgl. hierzu Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben: Voruntersuchungen zum Verbundverhalten von Betonstählen bei Kurzzeitbeanspruchung, Az.: II A 9 - 81 07 05 - 135.

Diese Untersuchungen bestätigten die grundsätzliche Eignung der Hydropulsanlage für den vorgesehenen Verwendungszweck, sofern die Dauer des angestrebten Kraft-Istwertes - häufig kurz, aber mißverständlich "Impulsdauer" genannt - über 7 ms liegt und die Steifigkeit der Proben nicht unter einen bestimmten Wert abnimmt. Darüber hinaus wurden erste Teilergebnisse für das Verbundverhalten bei Kurzzeitbeanspruchung gefunden, die jedoch mit denen der Hauptuntersuchung übereinstimmen und daher nicht nochmals ausführlich besprochen werden sollen.

In Bild 1 ist ein Blockschaltbild für den Versuchsaufbau zur Untersuchung des Verbundverhaltens von Betonstählen bei Kurzzeitbeanspruchung mit einer HYDROPULS-Anlage der Firma Schenck, Darmstadt, bei Kraftregelung dargestellt. Das Hydropuls-System arbeitet nach dem Prinzip einer elektrohydraulischen Folgeregelung.

Bild 1: Blockschaltbild für den Versuchsaufbau: Verbundverhalten von Betonstählen bei Kurzzeitbeanspruchung - Hydropulsanlage für Kraftregelung
1, 8a, 9a, 10a Meßverstärker; 2 Regelverstärker; 3 Elektrohydraulisches Durchfluß-Regelventil, 4 Hydropuls-Arbeitszylinder; 5 Prüfkörper; 6 Kraftaufnehmer; 7 Sollwertgeber: Funktionsgenerator; 8, 9, 10 Induktive Wegaufnehmer; 11 Registriergerät: Elektronenstrahl-Speicheroszillograf oder Lichtstrahloszillograf; 12 Pumpe.



Vom Sollwertgeber (7) wird eine elektrische Spannung, die proportional dem gewünschten Beanspruchungsverlauf ist, vorgegeben und dem Regelverstärker (2) zugeführt. Das verstärkte Ausgangssignal des Regelverstärkers steuert ein Durchfluß-Regelventil (3), das am Arbeitszylinder (4) angebaut ist. Der Istwert der Beanspruchung wird mit dem Meßwertaufnehmer für Kraft (6) und dem Meßverstärker (1) ermittelt. Im Regelverstärker wird die Differenz des vom Sollwertgeber gelieferten Befehlssignals (Sollwert) und des vom Meßwertaufnehmer und Meßverstärker gelieferten Rückkopplungssignals (Istwert) verstärkt und als Fehlersignal dem Durchfluß-Regelventil zugeführt, das den Öldurchfluß steuert und laufend dem Sollwert anpaßt. Dieser geschlossene Regelkreis 1 ... 6 des Hydropuls-Systems formt regellose oder periodische Signale, die als elektrische Spannung vorgegeben werden, in proportionale Kräfte oder Wege um. Bei Übergang von der Kraftregelung zur Wegregelung werden Kraftaufnehmer (6) und im Arbeitszylinder eingebaute Wegaufnehmer (8) am Eingang der zugehörigen Verstärker (1) bzw. (8a) vertauscht.

Die weiteren Wegaufnehmer 9 und 10 - induktive Wegaufnehmer der Fa. HBM mit ± 1 mm oder ± 10 mm Meßlänge - dienen beim Ausziehversuch der Erfassung des Schlupfes des Bewehrungsstahls am unbelasteten Ende und teilweise zur Dehnungsmessung des belasteten Stabendes. Die Registrierung von Sollwert und Istwert der Kraft sowie der Verschiebung am belasteten und unbelasteten Ende erfolgte im Kurzzeitbereich (bis zur doppelten Impulsdauer) mit einem vierkanaligen Elektronenstrahl-Speicheroszillografen, TEKTRONIX 564 B, während bei länger anhaltenden Belastungen für die Registrierung der genannten Werte sowie ggf. der Dehnungen am oder im Stahl ein 12-kanaliger Lichtstrahl-Oszillograf, LUMISCRIPPT der Fa. Hartmann & Braun, mit einer Auflösung von etwa 1 Millisekunde verwendet wurde.

Das Leistungsdiagramm des verwendeten Hydropuls-Arbeitszylinders wird - mit der Frequenz ansteigend - bei sinusförmig periodischen Signalen begrenzt von Amplitude (± 8 mm), Kolbengeschwindigkeit (38 cm/s), Kraft (± 25 Mp) und Kraftänderungsgeschwindigkeit (lastabhängig). Das Hydraulikaggregat fördert eine Ölmenge von 65 l/min. Bei den durchgeführten Untersuchungen wurde je Kraftstoß einmalig mit konstanter Lastanstiegsgeschwindigkeit im allgemeinen bis zum Lösen des Verbundes belastet, mithin also eine einsinnig gerichtete

Belastung auf die Versuchskörper aufgebracht und hierbei ein Kolbenhub von 16 mm, d.h. ein Hubvolumen von 0,2 l nicht überschritten. Daher konnte eine Kolbengeschwindigkeit bis zu 76 cm/s erreicht werden. Voraussetzung für die Erzielung dieser für hydraulische Maschinen bereits relativ hohen Geschwindigkeit war die Ausstattung des Arbeitszylinders mit einem Servoventil für 600 l/min. Ölstrom und einem Druckspeicher von 4 l Inhalt.

Jede hydraulische Prüfmaschine erzeugt maximal diejenige Kraft, die durch Öldruck und Kolbenfläche vorgegeben ist und entsprechend diejenige maximale Geschwindigkeit, die Ventilstrom und Kolbenfläche erlauben. Somit ist grundsätzlich eine Geschwindigkeitsbegrenzung durch die Kolben-Verschiebungsgeschwindigkeit gegeben. Die Forderung einer bestimmten Kraft-Anstiegs-geschwindigkeit ist daher nicht nur von der Wahl der Prüfmaschine bzw. des Arbeitszylinders bestimmt, sondern mehr noch durch die Steifigkeit der Prüf-anordnung. Bei einer Steifigkeit der Versuchskörper von 168 Mp/cm, die z.B. ein zugbeanspruchter Stahl von 16 mm Durchmesser und 25 cm Länge besitzt, würde die angestrebte Belastungsgeschwindigkeit von 5000 Mp/s bzw. 5 Mp/ms erreicht.

3. Vorversuche

Außer den in den folgenden Abschnitten beschriebenen Hauptversuchen wurden einige besondere Fragen in Nebenversuchsreihen untersucht, die teilweise nur die zum Eignungsnachweis der Versuchsanlage zählenden Vorversuche ergänzen, teilweise aber auch die Zahl der Versuchsparameter bei den Hauptversuchs-serien verringern sollten.

Das Interesse galt hierbei den Einflußfaktoren, die mit dem Versuchsaufbau und der Ankopplung der Prüfkörper an die Zugvorrichtung zusammenhängen. Deshalb wurden untersucht:

- 3.1 Dehnungsverlauf in nichteinbetonierten Stahlstäben unter Zugbelastung
- 3.2 Einfluß der Setzrichtung des Betons von Ausziehkörpern
- 3.3 Einfluß einer verbundfreien Vorlänge bei Ausziehkörpern

3.1 Dehnungsverlauf in zugbeanspruchten Stahlstäben

Als Voruntersuchung zur Bestimmung der Verbundspannungsverteilung eingebetteter Stahlstäbe in Betonkörpern wurden zunächst nichteinbetonierte Rundstähle $d = 16 \text{ mm}$ BSt 22/34 GU mit verschiedenen Belastungsfunktionen und Geschwindigkeiten belastet und ihr Dehnungsverhalten verglichen.

Die verwendeten Stähle waren 40 cm lang und bestanden zwecks Anordnung von Dehnmessstreifen im Stabinneren jeweils aus zwei gefrästen und mit einer Nut für Dehnmessstreifen und Kabel versehenen Hälften (s. Bild 2).

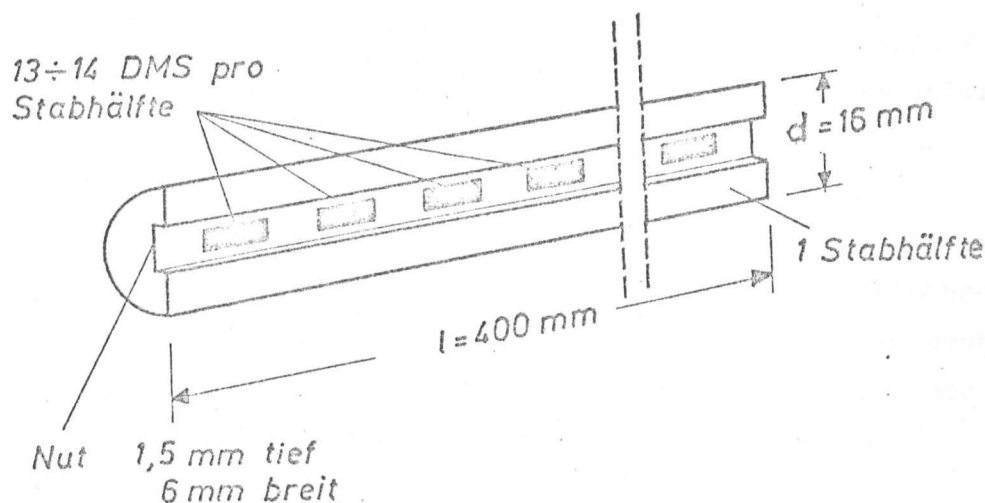


Bild 2

Die Anschlußkabel sämtlicher DMS wurden am Kopf des Stabes herausgeführt und die zwei Stabhälften mit dem Spezialkleber "Devkon" der Fa. Hammerstein, Hamburg oder handelsüblichem Expoxidharzkleber wieder zu einem Rundstahl zusammengeklebt. An beiden Enden wurden zur Einspannung an der Hydropuls-Prüfmaschine 5 cm lange Gewindemuffen, ebenfalls mit dem o.g. Stahlkleber, aufgesetzt.

Vorversuche zur Ermittlung der Tragfähigkeit der geklebten Gewindemuffen hatten bei den gewählten Muffenabmessungen eine Kraftübertragung bis nahe an die Fließgrenze des Stabes ergeben. Da bleibende Formänderungen vermieden werden sollten, d.h. die Lastamplitude den elastischen Bereich nicht übersteigen sollte, konnte die gezeigte Haftfähigkeit zwischen Muffe und Stahlstab als ausreichend angesehen werden.

Im ersten Versuch wurden zunächst die Dehnungen der einzelnen Stabelemente bei statischer Belastung gleichbleibender Höhe (Vorlast zum Anspannen der Probe 250 kp, Zusatzlast 500 kp) gemessen. Je 4 Dehnmeßstreifen an beliebigen Stellen konnten gleichzeitig beobachtet und die Dehnungen mit dem Speicheroszillografen aufgezeichnet werden, so daß für die Abfrage aller 27 DMS eine 7-malige Belastung des Stabes erforderlich war. Eine Kontrollmessung der zuerst beobachteten Dehnmeßstreifen zeigte nach diesen 7 Belastungen noch die gleichen Dehnungen, d.h. Dehnungsdifferenzen infolge der Lastwiederholungen traten nicht auf.

Anlage 1 zeigt die gemessenen Dehnungen an jeder Stelle des Stabes sowie die Kontrollrechnung der tatsächlich aufgebrachten Last über die Dehnungen bei Annahme eines E-Moduls von $2,1 \cdot 10^6 \text{ kp/cm}^2$. Insbesondere zeigt sich deutlich eine etwa 10 cm lange Einleitungszone der Kraft, so daß im Mittelteil des Stabes eine gleichmäßige Dehnungs- bzw. Kraftverteilung nur auf einer Länge von 20 cm vorhanden ist.

Im zweiten Versuch wurden bei gleicher Maximallast von 500 kp (außer der Vorlast von 250 kp wie bei Versuch 1) die Dehnungsverteilungen bei verschiedenen Lastanstiegsgeschwindigkeiten untersucht. Vorgegeben wurde eine ramp-Funktion mit den Anstiegsgeschwindigkeiten 1 Mp/s, 100 Mp/s und 1000 Mp/s, wobei jeweils wieder 7 gleiche Belastungen zur Erfassung aller DMS erforderlich waren. Unterstellt man, daß auch hier keine Dehnungsdifferenzen infolge der Belastungswiederholungen auftraten, so läßt sich aus der Darstellung Anlage 2 entnehmen, daß keine Unterschiede in der Dehnungsverteilung bei unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten vorhanden sind. Einzelne geringfügige Abweichungen im Dehnungsbetrag beruhen auf der begrenzten Ablesegenauigkeit auf dem Bildschirm des Oszillografen.

Erwartungsgemäß zeigt sich auch keine Phasenverschiebung der Dehnungskurven zwischen der untersten, d.h. der Lasteinleitung am nächsten liegende Meßstelle und den "lastfernen" Meßstellen; denn aufgrund der Fortpflanzungsgeschwindigkeit einer Kraft in einem stabförmigen, festen Körper von etwa 5100 m/s beträgt der zwischen den äußeren Meßstellen zu erwartende zeitliche Abstand nur ungefähr 60 μ s. Dies war bei entsprechend gewähltem Zeitmaßstab auf dem Oszillografenschirm erkennbar.

Im dritten Versuch wurde diejenige Grenzgeschwindigkeit ermittelt, bei der der Istwert der Kraft und damit die Dehnung dem Soll-Vorgabewert bei einer Λ -Funktion noch soeben folgen kann, wenn die Haltezeit t_D die halbe Dauer der jeweiligen Anstiegszeit t_A hat.

Wie bei den Versuchen zuvor wurde mit einer Vorlast von 250 kp und einer dynamischen Zusatzlast von 500 kp gearbeitet. Die zugehörigen Dehnungen bei den Belastungsgeschwindigkeiten 1 Mp/s, 52 Mp/s und 100 Mp/s sind in Anlage 3 aufgetragen. Es zeigt sich, daß die Dehnung bei einer Lastanstiegszeit von $t_A = 5$ ms der vorgegebenen Funktion nicht mehr folgen kann und nur noch ca. 80% der bei langsamer Belastung zu erwartenden Dehnung erreicht.

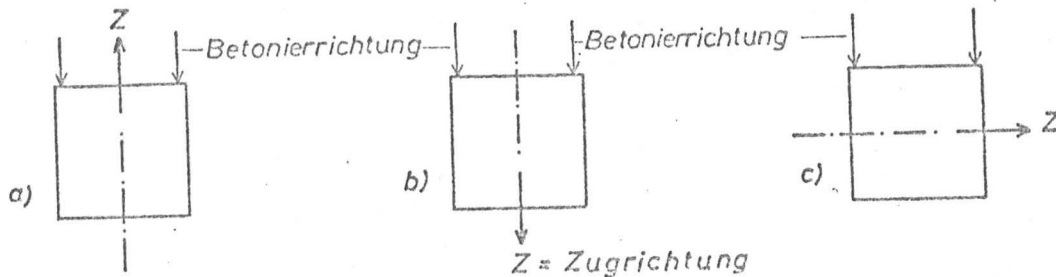
Die Ergebnisse dieser Stahlzugversuche lassen sich wie folgt zusammenfassen:

1. Bei Muffenankopplung von Stahlstäben muß mit etwa der zweifachen Muffenlänge bzw. dem sechsfachen Stabdurchmesser als Krafteinleitungslänge gerechnet werden.
2. Zeitliche Verschiebungen bei den Dehnungsaufzeichnungen als Folge der endlichen Kraftfortpflanzungsgeschwindigkeit sind vernachlässigbar klein.
3. Die minimale Kraftanstiegszeit, bei der Soll- und Istwert der vorgegebenen Kraft gerade noch übereinstimmen, beträgt 8 ms; kürzere Zeiten führen zu Differenzen zwischen Soll- und Ist-Kraftverlauf.

3.2 Einfluß der Setzrichtung des Betons

In den bisher bekannten Untersuchungen zur Frage der Verbundgesetze unter den verschiedensten Belastungen und Versuchsbedingungen wurde in der Regel die stehende Einbettung der Stäbe in Ausziehkörpern gewählt. Dabei wird gewöhnlich

gegen die Setzrichtung des Betons gezogen (Bild 3a).



a) gegen, b) in und c) quer zur Betonierrichtung

Bild 3

REHM /8/ hat den Einfluß der Lage der Bewehrungsstähle diskutiert und kommt beim Vergleich der stehenden Einbettung (Bild 3a) und der liegenden Einbettung (Bild 3c) zu dem Schluß, daß durch das Absetzen des Frischbetons unter dem liegenden Stahl die Aufstandsfläche der Rippen verringert wird und außerdem der Porengehalt des Mörtels zunimmt, so daß beim Ausziehen des Stabes ein geringerer Verformungswiderstand auftritt. Die größten Verschiebungen bei gleichen Zugkräften sind demnach bei stehenden Stäben und Zug in Betonierrichtung zu erwarten, da dort unter den Rippen rundum eine weniger feste, poröse Schicht vorhanden ist. Anlage 4 zeigt den Einfluß der Setzrichtung des Betons bzw. der Lage des Bewehrungsstahles beim Betonieren für einen Stab mit 1 mm Rippenhöhe und 15 mm Rippenabstand (entnommen aus /8/).

Es war nicht zu erwarten, daß sich bei höheren Belastungsgeschwindigkeiten grundsätzlich andere als die von REHM dargestellten Zusammenhänge bezüglich der Betonierrichtung zeigen würden. Die hier durchgeführten Versuche sollen daher nur den Unterschied der maximalen Verbundkräfte für die verschiedenen Zug- bzw. Betonierrichtungen in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit aufzeigen und einen ersten Eindruck von der zu erwartenden Streuung der Versuchsergebnisse vermitteln. Außerdem sollte geklärt werden, ob der 25 Mp-Arbeitszylinder auch zum Ausziehen von Stählen mit kleiner Verbundlänge

geeignet ist - Stabdurchmesser 8 mm, Betonzyylinderabmessungen D/H = 9/9 cm -, welche für diese Voruntersuchung ausschließlich verwendet wurden.

Die Herstellung der Ausziehkörper geschah in den in Abschnitt 5.1 beschriebenen Betoniergestellen, wobei die Setzrichtung "quer" dadurch erreicht wurde, daß die zunächst stehend gefüllten Betonzyylinderformen nach ca. 15 Min. mitsamt dem Gestell in horizontale Lage gebracht wurden. Ein Auslaufen des Frischbetons wurde durch Abdichten verhindert.

Insgesamt wurden 48 Ausziehkörper - je zur Hälfte mit BSt 22/34 (glatt) und BSt 42/50 (Rippentorstahl) versehen - hergestellt. Nach den ersten Versuchen zeigte sich, daß mit dem 25 Mp-Arbeitszyylinder wegen des störenden Einschaltstoßes, der erst später durch Einbau eines zusätzlichen Drosselventils beseitigt werden konnte, keine zuverlässigen Versuchsergebnisse ergeben würde. Daher wurde für diese Untersuchungen größtenteils ein 1 Mp-Prüfzyylinder benutzt.

Die Tabelle Anlage 5 zeigt die Versuchsergebnisse sämtlicher auswertbarer Versuche dieser Vorversuchsserien. Darin sind in Spalte 6 die maximalen Ausziehlasten der in der Regel im Erstversuch ausgezogenen Stähle angegeben. In Spalte 7 sind dagegen die "kritischen" Lasten der Ausziehkörper aufgeführt, die nach mehreren Versuchen mit jeweils um 100 kp gesteigerter Last versagten. Als "kritische Last" wurde dabei die Last angesehen, die im vorletzten (noch nicht zum Verbundbruch führenden) Versuch erreicht wurde. In Spalte 13 ist bei diesen Versuchen angegeben, beim wievielten Versuch der Verbundbruch eintrat.

Die Ausziehwege wurden in der Regel nur bei den im Erstversuch ausgezogenen Stählen gemessen. Bei den in Spalte 8 angegebenen Werten ist die Dehnung des Stahlstabes zwischen Verbundzone und Ankopplung an den Zugkolben in der Größenordnung von 0,10 - 0,15 mm nicht berücksichtigt.

In den Diagrammen Anlage 6 sind die bezogenen Verbundspannungen (nach Spalte 10 bzw. 11 der Anlage 5) in Abhängigkeit von der Anstiegsgeschwindigkeit der Ver-

bundspannung (s. Spalte 5) aufgetragen. Insgesamt ist aus den Anlagen 5 und 6 erkennbar:

1. Die Meßwerte gleichartiger Versuche streuen stark, teilweise über 20%.
2. Sowohl bei nichtgeripptem Rundstahl als auch bei Rippentorstahl \varnothing 8 mm liegen die Verbundspannungen der schnell gezogenen Körper über denen der langsam gezogenen. Beim Rippenstahl tritt dies etwas stärker in Erscheinung als beim Rundstahl.
3. Die gegen die Setzrichtung des Betons gezogenen Verbundkörper erreichen höhere "kritische" bzw. Ausziehlasten als die in Setzrichtung gezogenen. Dies wurde insbesondere auch beim nichtgerippten Rundstahl beobachtet. Quer zur Setzrichtung gezogene Körper erreichen Werte, die zwischen den in und gegen Setzrichtung gezogenen Körpern liegen. Die Streuung der Meßwerte quer gezogener Körper ist besonders groß.
4. Die Verschiebungen in Setzrichtung gezogener Stäbe sind relativ groß (s. Anlage 5).

Die Ergebnisse über den Einfluß der Setzrichtung des Betons in Bezug auf die Zugrichtung stimmen mit denen von REHM /8/ gefundenen Versuchsergebnissen für statische Belastung prinzipiell überein. Dort wurden jedoch nur Rippenstähle in dieser Hinsicht untersucht. Daß sich auch bei glatten Rundstählen ein gleicher Effekt zeigt, mag daran liegen, daß auch die Oberfläche der "glatten" Rundstähle in gewissem Maße narbig ist und die Stäbe in der Regel auch nicht vollständig gerade sind.

Die starke Streuung der Verbundspannungen und Verschiebungen quer gezogener Körper sind mit dem zufällig mehr oder weniger starken Absetzen des Betons unter dem Stab zu erklären.

Für die Hauptversuchsserien wurde eine einheitliche Zugrichtung gegen die Setzrichtung des Betons vorgesehen.

3.3 Einfluß einer verbundfreien Vorlänge

Um bei Versuchen an Ausziehkörpern den Einfluß der Lasteintragung und der Querdehnungsbehinderung abzumindern, wird in der Regel vor der eigentlichen Verbundstrecke eine verbundfreie Vorlänge angeordnet. Bei der Frage nach der

Geschwindigkeitsabhängigkeit der maximalen oder kritischen Ausziehlasten hat die Anordnung einer Vorlänge prinzipiell keine Bedeutung, sofern jeweils Körper der gleichen Ausführungsart verglichen werden. Bei den hier durchgeführten Versuchen war es herstellungsmäßig einfacher, Körper ohne Vorlänge zu verwenden. Stattdessen wurden die Ausziehkörper im Prüfstand über einer PVC-Gleitfolie etwa 1,5 cm in Gips gebettet, so daß bei allen Ausziehversuchen eine gleichmäßige Lasteintragung ohne wesentliche Querdehnungsbehinderung vorausgesetzt werden kann. Einige Versuchsserien wurden jedoch mit Vorlänge geprüft, um deren Einfluß auf die maximalen Ausziehlasten zu kontrollieren.

Anlage 7 zeigt die bezogenen, maximalen Ausziehlasten von jeweils zwei Versuchsserien ohne und mit Vorlänge (50 mm), wobei in beiden Fällen Betonstahl 42/50 RK d = 16 mm mit 112 mm Verbundlänge verwendet wurde.

Der Vergleich zeigt keinen grundsätzlichen Unterschied in der Tendenz der Maximallasten als Funktion der Belastungsgeschwindigkeit. Für die Körper mit Vorlänge ergeben sich ca. 10 - 15% höhere Ausziehkräfte, was darauf zurückzuführen ist, daß die Verbundzone der Körper mit Vorlängen beim Betonieren unten liegt (Zugrichtung gegen Setzrichtung) und damit eine etwas bessere Betongüte aufweist als die beim Betonieren obenliegenden Verbundzonen der Körper ohne Vorlänge. Diese Vermutung wird dadurch bestätigt, daß bei ersten Vorversuchen zu dieser Frage an kleineren Zylindern (D/H = 8,5/9,0 cm mit Stahldurchmesser d = 8 mm) kein derartiger Unterschied festzustellen war.

Zu bemerken ist, daß bei der hier untersuchten Verbundlänge $l_v = 7 \cdot d$ der Verbundbruch der Ausziehkörper mit Vorlänge ausschließlich durch Aufspalten des Betonzylinders in 2 oder 3 Teile erfolgte, während eine Spaltung der Versuchskörper ohne Vorlänge in der Regel nicht beobachtet wurde. Der angestrebte Verbundbruch im Sinne eines Abscherens der Betonkonsolen zwischen den Rippen wurde somit nur bei den Körpern ohne Vorlänge erreicht.

4. Versuchsprogramm

Entsprechend den einzelnen Abschnitten des Forschungsvorhabens waren verschiedenartige Versuche erforderlich, die ausnahmslos mit der in Abschnitt 2 beschriebenen Hydropulsanlage im Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau durchgeführt wurden.

Außer den in Abschnitt 3 beschriebenen Voruntersuchungen waren folgende Versuchsabschnitte zu unterscheiden:

1. Ausziehversuche von Betonstählen
2. Festigkeitsprüfungen an Stahl und Betonproben
3. Biegehaftversuche an RILEM-Balken
4. Traglastversuche an kurzen Balken mit und ohne Bewehrungsstoß in Feldmitte.

Zu 1.)

Die Ausziehversuche wurden an zylindrischen Betonkörpern (vgl. Abschn. 5) durchgeführt. Je nach Durchmesser des eingebetteten Stabes wurden Zylinder mit einem Verhältnis

$$D/H = 8,5/8,5 \text{ cm (für } d = 8 \text{ mm)}$$

$$D/H = 17/17 \text{ cm (für } d = 16 \text{ mm)}$$

$$\text{und } D/H = 30/30 \text{ cm (für } d = 26 \text{ mm)}$$

verwendet. Dabei wurde der größte Teil der Versuche mit Stabdurchmessern $d = 16 \text{ mm}$, einer Betongüte mit einheitlicher Sieblinie und Würfeldruckfestigkeiten von $\beta_w \sim 250 \text{ kp/cm}^2$ sowie einem Betonalter > 56 Tage durchgeführt. Der Versuchsaufbau war bei allen Versuchen der gleiche (s. Abschnitt 5.2).

- Variiert wurden
- a) die Stahlart (BSt 22/34 GU, BSt 42/50 RK und RU)
 - b) die Verbundlängen ($l_v = 16 \text{ mm bis } 160 \text{ mm}$)
 - c) die Belastungsfunktion (gleichmäßiger Anstieg bis zum Bruch, "Trapezbelastungen" nach Abschnitt 5.3.2 mit und ohne anschließender Dauerlast)
 - d) die Belastungsgeschwindigkeit (durch Vorgabe verschiedener Lastanstiegszeiten von $t_A = 500 \text{ s bis } t_A = 5 \text{ ms}$)

- e) sonstige Versuchsbedingungen (mit und ohne Umschnürung der Verbundzone, mit und ohne Vorlängen, einige extreme Betongüten und Betonalter)

Die Anzahl und die Art der Einzelversuche können aus den Anlagen 5 (Vorversuche) sowie 13, 19 und 21 (Hauptversuche) entnommen werden.

Zu 2.)

Die Festigkeitsprüfungen wurden an

- (vgl. Abschn. 7)
- a) Stahlproben (kurze Proportionalstäbe $d = 5 \text{ mm}$, Meßlänge 25 mm)
 - b) an kleinen Betonwürfeln mit Kantenlängen $6,5 \text{ cm}$ und 10 cm
 - und c) Betonzylindern (Druckprüfung) mit $D/H = 7/28 \text{ cm}$

mit jeweils serienweise verschiedenen Festigkeitsklassen durchgeführt.

Die Stahlproben und die Betonkörper wurden mit konstanter Verschiebungsgeschwindigkeit und Beanspruchungszeiten zwischen 100 s und wenigen ms geprüft.

Zu 3.)

- 15 Biegehaftversuche wurden entsprechend den von der RILEM (vgl. Abschn. 6) vorgeschlagenen Versuchsbedingungen mit geringer Abwandlung (zur Anpassung an den Aufbau der Versuchsanlage) mit einer Balkenstützweite $l = 1,00 \text{ m}$ und einem Querschnitt von $d/b = 24/15 \text{ cm}$ durchgeführt.

Variiert wurden

- a) der Belastungsvorgang (Lastfunktion, Sollkraftvorgabe und Geschwindigkeit)
- b) die Anzahl der eingebetteten Stäbe (1 oder 2 Rippenstähle $d = 16 \text{ mm}$)

In einigen Fällen wurden die Stahldehnungsverteilungen längs der Verankerungszonen mit Dehnungsmeßstreifen im Stabkern der Bewehrungsstähle registriert.

Zu 4.)

- Von 12 praxisähnlichen kurzen Balken von 1 m Stützweite und (vgl. Abschn. 6) einem Querschnitt von $d/b = 24/15 \text{ cm}$ wurden 6 Balken mit durchgehender Bewehrung und 6 Balken mit Vollstoß der Zugbewehrung in Feldmitte hergestellt und unter Ausnutzung der möglichen Maximalkraft der Versuchsanlage von 25 Mp bis zum Bruch belastet.

Variiert wurden:

- a) der Belastungsvorgang
- b) die Betongüte
- c) die Übergreifungslänge der Bewehrungsstöße ($l_{\ddot{u}} = 16 \text{ cm}$ und $l_{\ddot{u}} = 24 \text{ cm}$).

In der Regel wurden in jeder Serie 1 langsamer (statischer) Versuch sowie 2 schnellere (dynamische) Versuche durchgeführt.

5. Versuche zum Verbundverhalten von Ausziehkörpern bei unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten

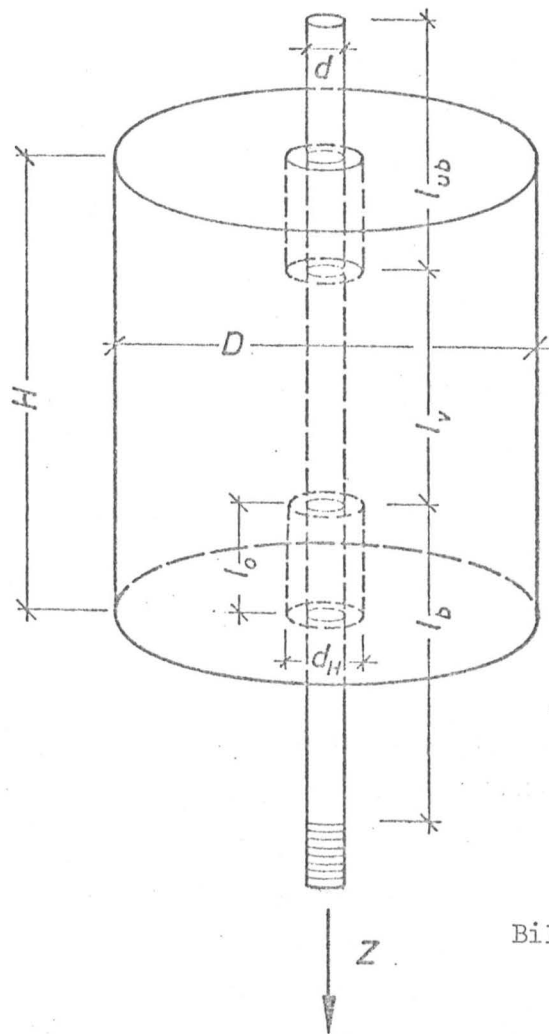
5.1 Versuchskörper

5.1.1 Form, Herstellung und Lagerung der Prüfkörper

Die im folgenden beschriebenen Ausziehversuche wurden an zylindrischen Betonkörpern durchgeführt, wobei die auszuziehenden Betonstähle in der Zylinderachse eingebettet wurden. Bei den verwendeten Stahldurchmessern $d = 8, 16$ und 26 mm betrugen die Durchmesser und die Höhe der entsprechenden Betonzylinder jeweils rd. $11 \cdot d$, so daß im Regelfalle eine allseitige Betondeckung von $5 \cdot d$ vorhanden war.

Die Abgrenzung des Verbundbereiches verlief sowohl bei den glatten Rundstäben als auch bei den gerippten Stählen senkrecht zur Stabachse. Dazu wurden Kunststoff-Hülsen (PVC-Rohre) von etwa dem 2-fachen Stabdurchmesser verwendet, deren Ende gegen das Eindringen von Beton mit Klebeband verschlossen wurden.

Bei den gegen die Setzrichtung des Betons zu ziehenden Versuchskörpern mit Vorlänge vor dem eigentlichen Verbundbereich erwiesen sich schließlich Styropor-Muffen als billigste und einfachste Lösung, bestimmte Stabteile verbundfrei zu halten. Bei dieser Ausführungsart ist die Gefahr des Verklemmens von Betonteilchen zwischen Hülse und Stahl nicht gegeben. Die Zusammendrückung der Styropor-Hülse beim Verdichten des Betons ist gering und spielt bei der Auswertung der Meßergebnisse wegen des Bezugs der Ausziehkraft auf die tatsächlich vorhandene Verbundfläche ohnehin keine Rolle.



- d = Stabdurchmesser
- D = Durchmesser des Betonzylinders
- H = Höhe des Betonzylinders
- l_v = Verbundlänge
- l_o = verbundfreie Vorlänge
- l_b = Länge des belasteten Stabendes
- l_{ub} = Länge des unbelasteten Stabendes
- d_H = Außendurchmesser des Hüllrohres
- Z = Zugkraft

Bild 4: Versuchskörper für Ausziehversuche

Als Betoniergestelle wurden wegen der großen Zahl der vorgesehenen Versuche besondere Stahlrahmen (insgesamt 4 Rahmengerüste) für jeweils 3 bis 6 Prüflinge gebaut. Die Gerüste wurden so konstruiert (vgl. Anlage 8), daß die Setzrichtung des erhärtenden Betons wahlweise in oder entgegengesetzt der Zugrichtung beim Ausziehversuch liegen konnte.

Die Mantelschalung der Betonkörper bestand aus längs aufgeschlitzten PVC-Rohren, die beim Betonieren mit Bandschellen zusammengehalten wurden; die Schnittfuge der Mantelschalung wurde abgedichtet. Die Maßhaltigkeit der Form ließ sich beim Verdichten durch die Bandschellen und das Einlegen einer runden PVC-Fußplatte gewährleisten. Die Stahlstäbe konnten in den Betoniergerüsten einwandfrei zentriert werden. Die Verdichtung der Betonzylinder erfolgte grund-

sätzlich durch sorgfältiges Stochern. Diese Verdichtungsart ergab zwar eine etwas niedrigere Betonfestigkeit als beim Verdichten mit Rüttelgeräten, war aber insgesamt sehr gleichmäßig (alle Ausziehkörper wurden von demselben Mitarbeiter verdichtet). Verbundschädigende Bewegungen der eingebetteten Stahlstäbe wurden so vermieden, im Gegensatz zur Verwendung von Rüttelgeräten. Entsprechend wurden auch die zugehörigen Betongutewürfel durch Stochern verdichtet (vgl. auch Abschnitt 5.12).

Bei der Lagerung der Körper bis zum Prüftermin wurde auf eine gleiche Behandlung von Ausziehkörpern und Gutewürfeln geachtet: Die Prüflinge wurden 3 - 4 Tage mit feuchten Tüchern überdeckt und anschließend im Klimaraum bei 20°C und 65% rel. Luftfeuchte aufbewahrt.

5.1.2 Betongüte

Die Kornzusammensetzung des für die Mehrzahl der Ausziehversuche verwendeten Betons lag im brauchbaren Sieblinienbereich - d.h. zwischen den Sieblinien B und C nach Bild 2 der DIN 1045 neu - mit einem Größtkorn von 16 mm. Bei einem Zementgehalt von 300 kg/m³ (PZ 350 F DIN 1164) und einem Wasserzementwert von W/Z = 0,70 ergaben sich relativ gleichmäßige Betonfestigkeiten zwischen $\beta_w^{28} = 300 - 350 \text{ kp/cm}^2$. Die 56-Tage-Festigkeiten der durch Stochern verdichteten Versuchskörper und der zugehörigen gestocherten Vergleichswürfel betrugen dagegen $\beta_w^{56} = 240 - 290 \text{ kp/cm}^2$.

In der Tabelle Anlage 9 sind die Betonfestigkeiten aller Versuchsserien zusammengestellt. Der mittlere Verhältniswert von β_w^{56} (gestochert) zu β_w^{28} (gerüttelt) betrug demnach 0,80, bei einer Standardabweichung der Einzelwerte von 0,07.

Für die Versuchsserien 36 und 37 (Ausziehkörper ZK 57 - 62 und 63 - 68) wurde Beton Bn 450 verwendet, für die Versuchsserie 44 (Körper X 1-6) Bn 550.

5.1.3 Stahlsorten

Die verwendeten Betonstähle wurden aus möglichst wenigen Lieferungen entnommen, um Schwankungen bezüglich Festigkeit und Rippenabmessungen weitgehend auszuschalten. Da pro Versuchskörper - je nach Durchmesser - Stab-längen zwischen 30 und 50 cm benötigt wurden und die nach Versuchen mit geringen Ausziehlasten unversehrt gebliebenen Stahlstäbe in der Regel wieder- verwendet werden konnten, wurde Stahl aus insgesamt nur 12 Chargen für sämtliche Ausziehversuche benötigt.

Die Festigkeiten der daraus entnommenen Stahlproben und die Rippenab-messungen der verwendeten Stähle BSt 42/50 sind in Anlage 10 zusammen- gestellt.

5.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Der Versuchsaufbau geht aus Bild 5 hervor. Die Ausziehkörper wurden zu- nächst auf den Belastungsrahmen, der über dem stehenden Hydropulszylinder montiert war, in der schon in Abschnitt 3.3 beschriebenen Weise in einer Gipsbettung auf PVC-Folie aufgestellt. Das auszuziehende Stabende wurde dabei durch eine Bohrung in der Aufstandsplatte in die Gewindemuffen einge- führt und damit an den Kolben angeschlossen, der bis zur Erhärtung des Gips- bettes durch ein Hilfsgewinde entsprechend festgehalten werden mußte. Nach ca. 40 Minuten Erhärtungsdauer wurde die Anlage eingeschaltet und durch Nachlassen des Hilfsgewindes das Kolbengewicht von ca. 200 kg als statische Vorlast auf das auszuziehende Stabende übertragen. Die Vorlast konnte wahl- weise um 250 kp, 500 kp oder mehr erhöht werden. Nach der Montage der Weg- aufnehmer für die Schlupfmessung wurden die Ablesinstrumente justiert. Durch Auslösen der gewählten Belastungsfunktion konnte dann der eigentliche Ausziehversuch eingeleitet werden, der je nach der eingestellten Kraftan- stiegsgeschwindigkeit bei Kraftregelung (bzw. Verschiebungsgeschwindigkeit bei Wegregelung) innerhalb von wenigen Millisekunden bis zu einigen Minuten erfolgte. Speziell bei schnellen Versuchen mit hoher Kraftvorgabe mußte dabei zur Vermeidung von Unfällen infolge der manchmal schlagartig ein- tretenden Zersplitterung des Betonkörpers noch ein fahrbarer Schutzschild zwischen Zylinder und Beobachtern eingeschoben werden.

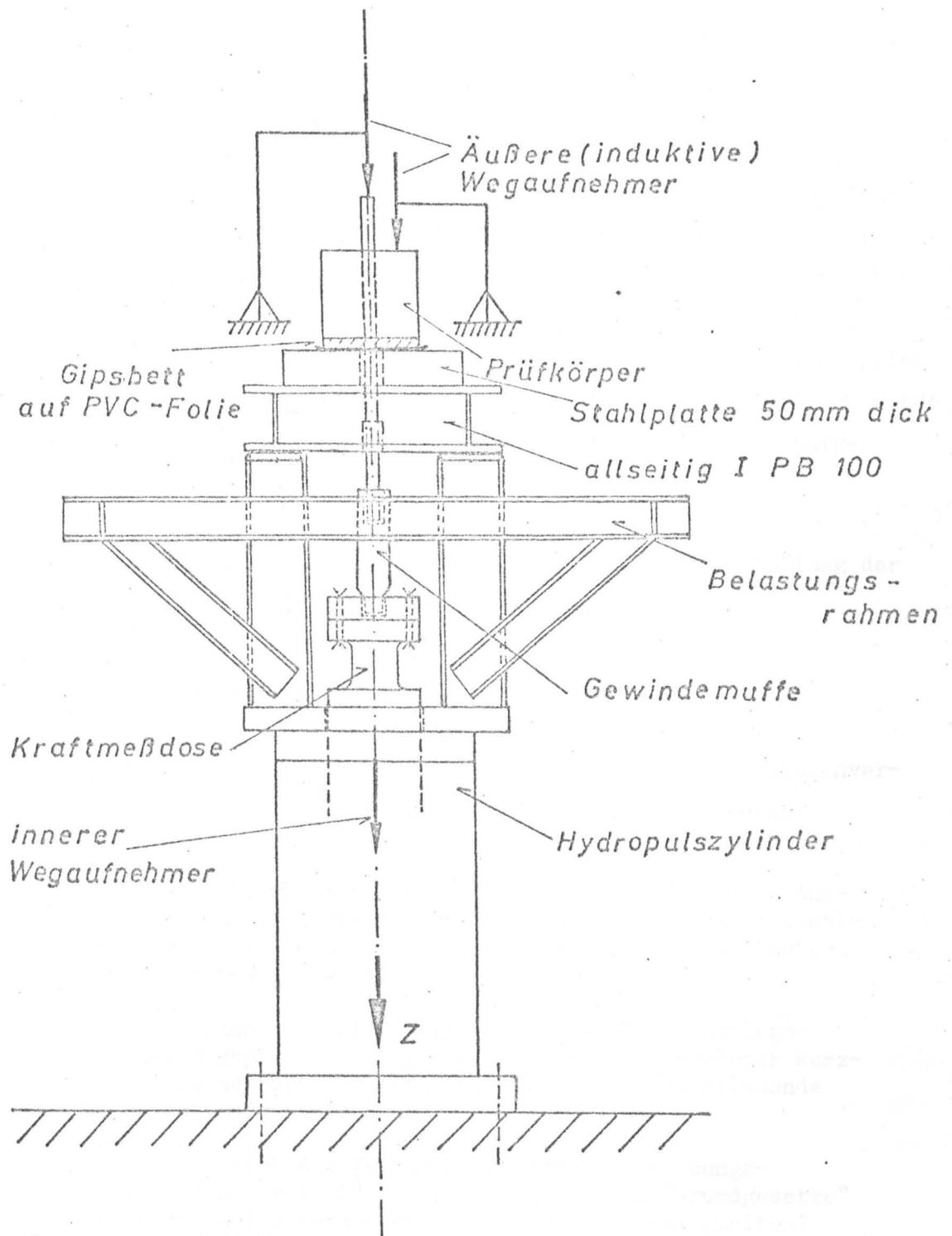


Bild 5: Versuchsaufbau für Ausziehversuche

Nach dem Ausziehen des Stahles bewegte sich der Zugkolben weiter bis in seine Endlage, in der die Anlage automatisch ausgeschaltet wurde.

In der hier beschriebenen Weise konnten in der Regel pro Versuchstag bis zu 6 Ausziehkörper geprüft werden, sofern nicht infolge besonderer Umstände, und durch die Kompliziertheit der Anlage, Verzögerungen eintraten.

Die Aufzeichnung der Versuchsergebnisse geschah unmittelbar nach jedem Ausziehversuch durch Tabellierung der Weg-Zeit- und Kraft-Zeit-Kurven, die teilweise direkt vom Bildschirm des Oszillografen, teilweise von einer Durchzeichnung auf transparentem Millimeterpapier abgegriffen wurde. Die Verwendung einer Polaroidkamera war zu aufwendig und hat sich nicht bewährt.


Die von den Meßkurven abgegriffenen Werte wurden in der aus den als Beispiel beigefügten Anlagen 11 und 12 ersichtlichen Weise protokolliert. Dabei wurde auch festgehalten, ob die Versuchskörper durch den Ausziehvorgang aufgespalten wurden oder augenscheinlich unzerstört bleiben.



Weitere Einzelheiten zur Versuchsdurchführung sind bei der Darstellung der Versuchsergebnisse im Abschnitt 5.3 erwähnt.


5.3 Ergebnisse der Ausziehversuche

Die nach dem Versuchsprogramm in Abschnitt 4.1 vorgesehenen Grundlagenversuche sollten im wesentlichen Aufschluß über folgende Fragen geben:

1. Bei welchen Verbundspannungen versagt der Verbund in Ausziehkörpern, wenn die Zug-Belastung des Stahlstabes kontinuierlich, aber mit verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten gesteigert wird?
2. Wie hoch kann - in Abhängigkeit von der Kraftanstiegsgeschwindigkeit - der Verbund in einem Ausziehkörper kurzzeitig beansprucht werden, wenn noch eine anschließende Dauerlast aufgenommen werden soll?
3. Wie ändern sich die Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen $\tau = f(\Delta)$ - von REHM /8/ auch "Grundgesetze" genannt - bei zunehmenden Belastungsgeschwindigkeiten?
4. Wie ändert sich mit der Belastungsgeschwindigkeit der Stahldehnungsverlauf und damit die Verbundspannungsverteilung längs der Verbundzone?

Zur Beantwortung der ersten Frage nach der Verbundtragfähigkeit diente ein Beanspruchungsverlauf in Form einer ramp-Funktion (Symbol: ) , bei der die vorgegebene Maximallast weit über der zu erwartenden Verbundtragfähigkeit lag, so daß der Stahl bei Erreichen der Kurzzeitfestigkeit des Verbundes ausgezogen wurde.

Zu Frage 2 sollte untersucht werden, wie hoch die "kritische" Belastbarkeit des Verbundes bei ramp-Funktionen () mit längerer Zeit stehender Last unterhalb der Kurzzeitfestigkeit und bei Trapezfunktionen mit einem sofortigen Kraftabfall auf Null () ist, wobei nacheinander mehrere Versuche mit stufenweise gesteigerter Last ausgeführt wurden und aus der letzten, nicht zum Verbundbruch führenden Laststufe die "kritische" Verbundspannung bestimmt wurde.

In einigen Tastversuchen wurde ferner die Tragfähigkeit bei Beanspruchung mit einer "Trapez-Funktion" und anschließender Dauerlast von rd. 40% der vorgegebenen Maximallast () untersucht, die etwa den praktischen Möglichkeiten einer kurzzeitigen Überbeanspruchung Rechnung tragen sollte.

Die Beantwortung der Frage 3 ist als Nebenprodukt der Versuche zu den beiden ersten Fragen, speziell der Frage 1, anzusehen. Die Maßstäbe der Wegaufzeichnungen waren in erster Linie auf den eigentlichen Ausziehvorgang abgestellt; daher konnte keine Maßstabsvergrößerung im Bereich kleiner Verschiebungen vorgenommen werden. Die mitgeteilten Last-Verschiebungsbeziehungen (s. Abschnitt 5.35) entsprechen somit nur in der Nähe des Verbundbruches der für die Ermittlung von "Grundgesetzen" notwendigen und üblichen Genauigkeit.

Dagegen wurden die Versuche zur Frage 4 an speziellen Ausziehkörpern unter Verwendung der in Abschnitt 3.1 beschriebenen, aufgeschlitzten und wiederzusammengesetzten Stahlstäbe mit längs der Stabachse eingeklebten Dehnungsmeßstreifen durchgeführt, vgl. Abschnitt 5.3.6.

Die Ausziehversuche wurden vorwiegend an Körpern nahezu einheitlicher Betonqualität ($\beta_w \sim 250 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2}$) mit Betonstählen St. 42/50 RK (Rippentorstahl), Durchmesser 16 mm, und Verbundlängen zwischen $3,5 \cdot d$ und $7 \cdot d$ durchgeführt.

Jedoch interessierte auch das Verhalten bei anderen Stahlarten (glatter Rundstahl BSt 22/34 sowie naturharter Stahl mit sichelförmigen Rippen BSt 42/50 RU), anderen Stahldurchmessern ($d = 8 \text{ mm}$ und $d = 26 \text{ mm}$), niedrigeren und höheren Betongüten, unterschiedlichen Erhärungszeiten des Betons (von 4 bis > 100 Tagen) sowie einigen extrem kurzen oder langen Verbundstrecken.

Diese Einflüsse konnten nicht in allen Kombinationen, sondern nur nacheinander in kleinen Versuchsreihen jeweils unter Konstanthaltung der übrigen Einflußfaktoren untersucht werden. Bei Ausziehversuchen treten im allgemeinen insbesondere bei kleinen Versuchsserien, relativ große Streuungen der Meßergebnisse auf. Die in den hier durchgeführten Grundsatzversuchen ermittelten Tendenzen sind jedoch als aussagefähig anzusehen.

5.3.1 Maximale Verbundtragfähigkeit (Kurzzeit-Verbundfestigkeit) in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit

Mit den Versuchen zu diesem Abschnitt (vgl. Frage 1 in Abschnitt 5.3) wurden Verbundfestigkeits-Belastungsgeschwindigkeits-Funktionen

$$x_s = f(\dot{\sigma})$$

ermittelt, die in den folgenden Bildern 6 bis 10 skizziert sind, während die Einzelwerte und die Ausgleichskurven aus den Anlagen 13 bis 18 entnommen werden können.

Bei den folgenden Diagrammen sind als Ordinaten die auf die Würfelfestigkeit des Betons bezogene maximale Verbundspannung

$$x_s = \frac{\tau}{\beta_w} = \frac{P_{\max}/\pi \cdot d \cdot l_v}{\beta_w}$$

und als Abszissen - im logarithmischen Maßstab - die mittlere Verbundspannungszunahme je Zeiteinheit

$$v_\tau = \frac{d\tau}{dt} = \frac{d(P/\pi \cdot d \cdot l_v)}{dt} \left[\frac{\text{kp/cm}^2}{\text{s}} \right]$$

aufgetragen, die die Beanspruchungsgeschwindigkeit der Verbundfläche darstellt.

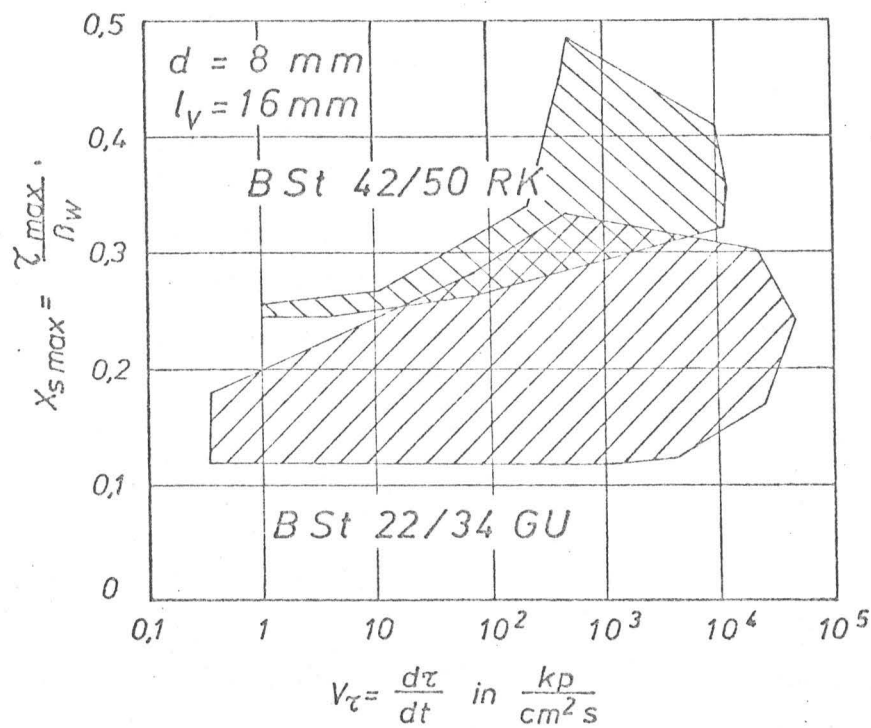


Bild 6:
(vgl. Anlage 14)

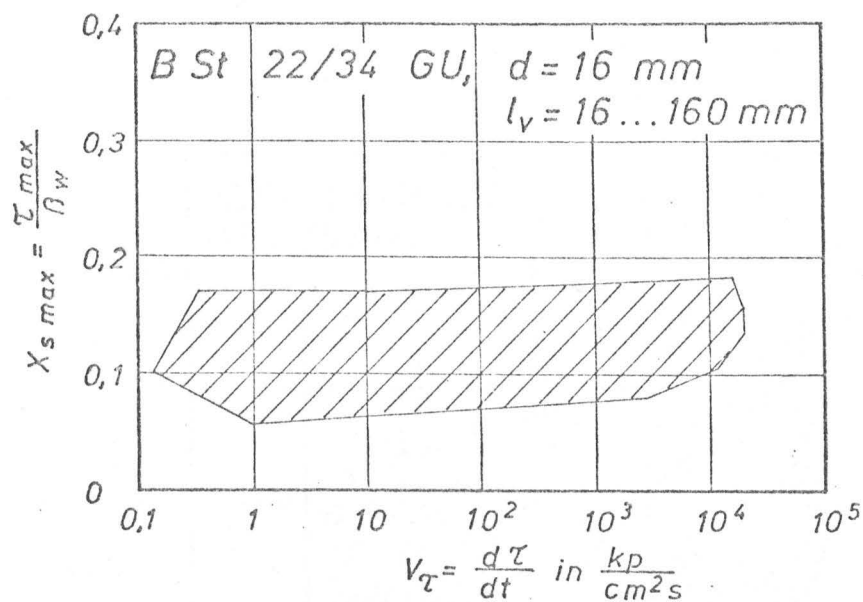


Bild 7:
(vgl. Anlage 15)

Die Bilder 6 bis 8 zeigen für glatten Rundstahl und Rippentorstahl bei Stabdurchmessern $d = 8 \text{ mm}$ und $d = 16 \text{ mm}$ die bezogene Verbundspannung als Funktion der Beanspruchungsgeschwindigkeit und den Wertebereich der Versuchsergebnisse.

In Bild 8 sind die Ergebnisse für den angegebenen Stahl für verschiedene Verbundlängen - mit und ohne Vorlänge - getrennt dargestellt. Verbundlängen bis 56 mm ergaben bei gleicher Belastungsgeschwindigkeit keine signifikanten Unterschiede und wurden daher zusammengefaßt. Die kleineren Verbundlängen erwiesen sich für diese Untersuchungen zunächst als ungeeignet. Es ist zu berücksichtigen, daß der Einschaltstoß der Versuchsanlage - sofern der 25-Mp-Zylinder verwendet wurde - bereits eine merkliche Verbundlockerung bewirkte, so daß die Versuche vergleichsweise zu niedrige x_{smax} -Werte ergaben und außerdem eine besonders große Streuung der Ergebnisse festzustellen war. Der Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit zeigt sich jedoch auch hier in gleicher Weise wie bei den längeren Verbundstrecken.

Bei den später durchgeführten Versuchen zur Ermittlung der "kritischen" Verbundbelastung (Abschnitt 5.32) gelang es, durch Anordnung des in Abschnitt 5.2 erwähnten Hilfgewindes den Einschaltstoß weitgehend aufzufangen, wodurch sich auch bei den kleineren Verbundlängen zuverlässigere x_s -Werte ergaben. In Anlage 13 sind sämtliche Versuche zur Ermittlung der maximalen Verbundtragfähigkeit zusammengestellt.

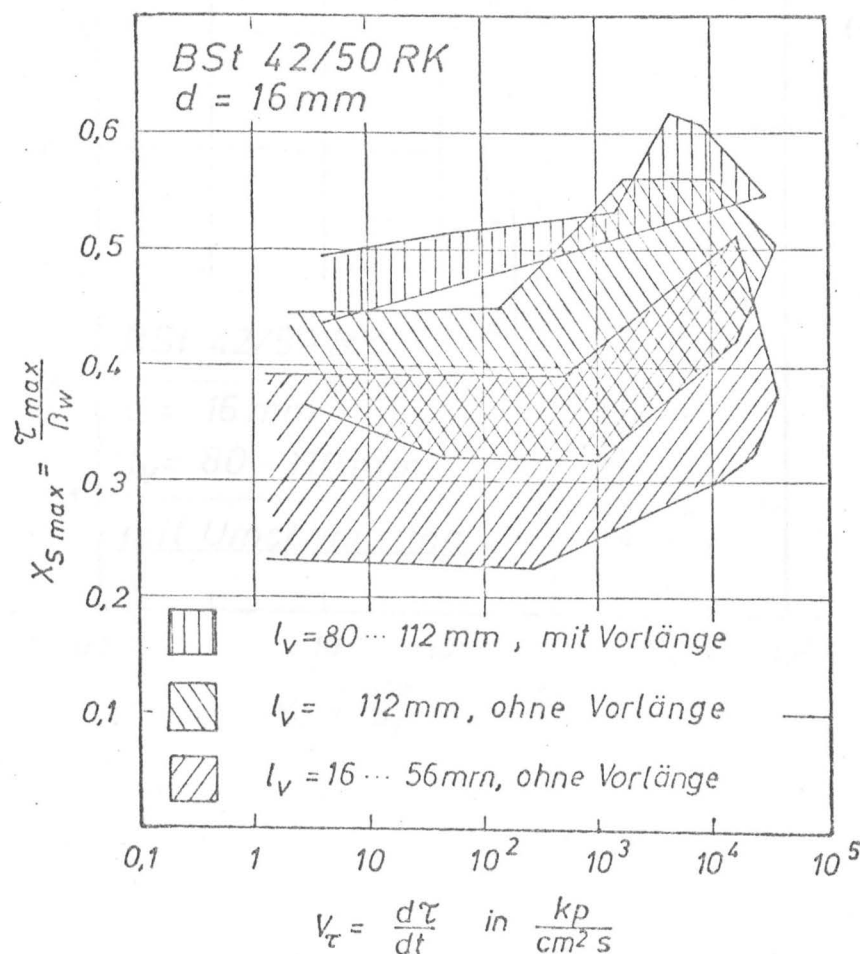


Bild 8:
(vgl. Anlage 16
und 17 a)

Insgesamt scheint der Tragfähigkeitsanstieg der Verbundstrecke bei größeren Einbettungslängen steiler zu verlaufen; die relative Zunahme ist jedoch etwa die gleiche.

Wie die Einzeldarstellungen in den Anlagen 16 b und 17 a zeigen, streuen die Werte der Versuche mit Vorlänge weniger als derjenigen ohne Vorlänge, was zu erwarten war. Jedoch wurden alle Körper mit Vorlänge beim Ausziehen aufgespalten, so daß die eigentlich angestrebte Bruchursache - Abscheren der Betonkonsolen unter den Rippen - nur bei den Körpern ohne Vorlänge erreicht wurde, wenn auch da nicht in allen Fällen.

Um das Aufspalten auch bei den Körpern mit Vorlänge zu verhindern, wurde bei einigen Körpern die Verbundstrecke im Abstand von $3 \cdot d$ mit einer Wendel aus Rödeldraht, $d_w = 4$ mm, mit 2 cm Ganghöhe umschnürt (vgl. Bild 9).

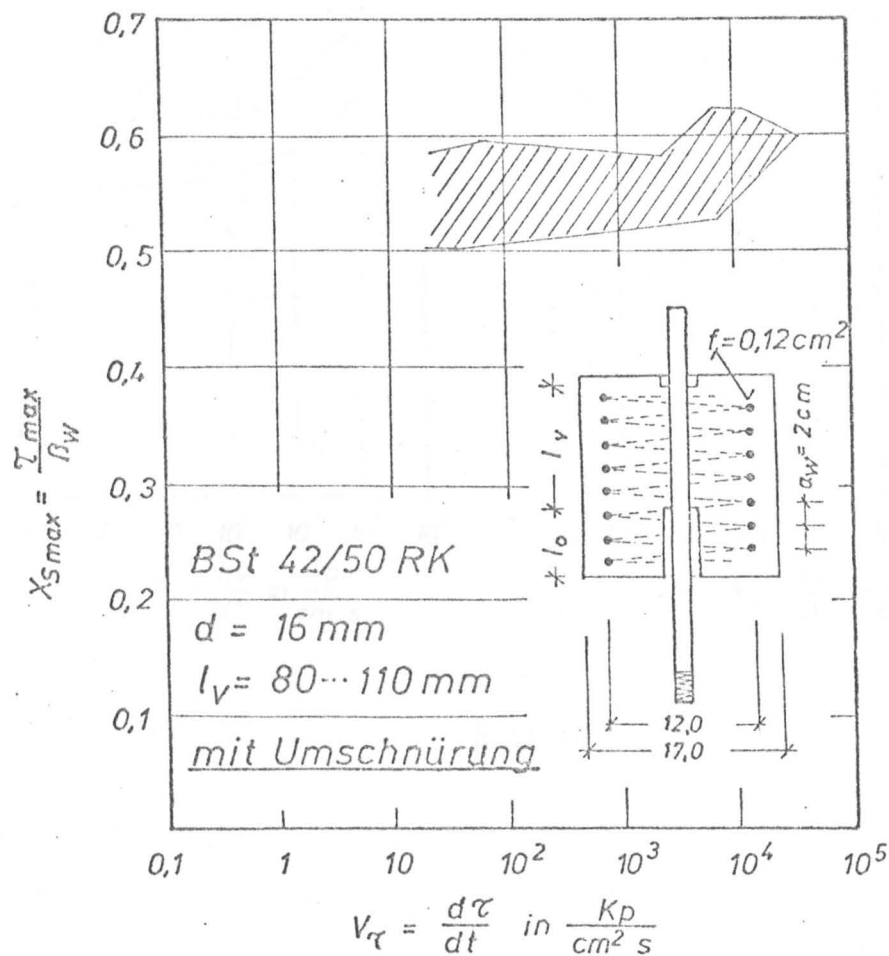


Bild 9:
(vgl. Anlage 17 b)

Die Tragfähigkeitszunahme verläuft bei umschnürten Körpern etwas flacher als bei nichtumschnürten; die x_s -Werte liegen jedoch etwas höher.

Betonstahl 42/50 RU mit gegenläufigen Schrägrippen und einer bezogenen Rippenfläche $f_R = 0,088$ ergab die höchsten x_s -Werte und gegenüber dem BSt 42/50 RK ($f_R = 0,079$) einen steileren Anstieg mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit. In Bild 10 a sind die x_s -Werte und in Bild 10 b die x_R -Werte beider Stahlsorten (jeweils Versuche mit Vorlänge) über der Belastungsgeschwindigkeit aufgetragen.

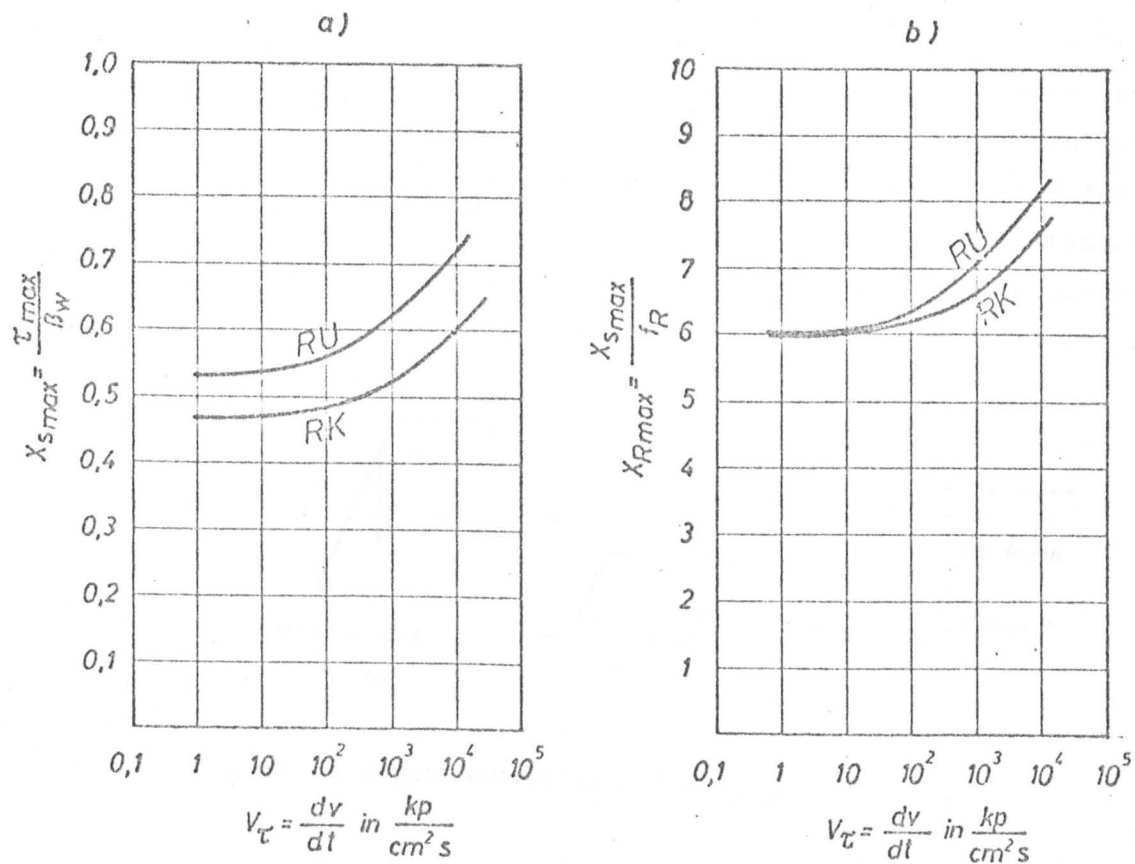


Bild 10

Umschnürte Rippenstähle 42/50 RU weisen bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten Verbundfestigkeiten bis nahe an die Beton-Würfelfestigkeit auf (vgl. Anlage 18).

5.3.2 "Kritische" Verbundbeanspruchung für verschiedene Belastungsfunktionen

Außer den Versuchen zur Ermittlung der maximalen Verbundtragfähigkeit, bei denen der vorgegebene Sollkraft-Wert weit über der zu erwartenden Verbund-Traglast lag und somit der Stahl bei ständig steigender Last im Erstversuch ausgezogen wurde, wurden auch Versuche durchgeführt, bei denen die Sollkraft-Vorgabe kleiner als die erwartete Verbund-Traglast war. In diesem Falle versagte der Verbund nicht im ersten Versuch, vielmehr trat der Verbundbruch erst nach mehreren Belastungen mit jeweils stufenweise gesteigerter Sollkraft-Amplitude ein. Die aufgenommene Last (Istwert) im vorletzten Versuch, d.h. dem letzten, nicht zum Bruch führenden Belastungsvorgang, wurde als "kritische" Last bzw. Verbundbeanspruchung definiert. Der Unterschied in den Belastungsvorgängen ist in Bild 11 schematisch dargestellt, wobei zu bemerken ist, daß für die Ermittlung der maximalen Verbundtragfähigkeit (a) die Form der Belastungsfunktion keine Rolle spielte, da der Bruch stets während des Lastanstiegs eintrat, während bei der "kritischen" Verbundtragfähigkeit (b) auch die Form der vorgegebenen Belastungsfunktion wegen der unterschiedlichen Haltezeit der Höchstlast von Bedeutung war.

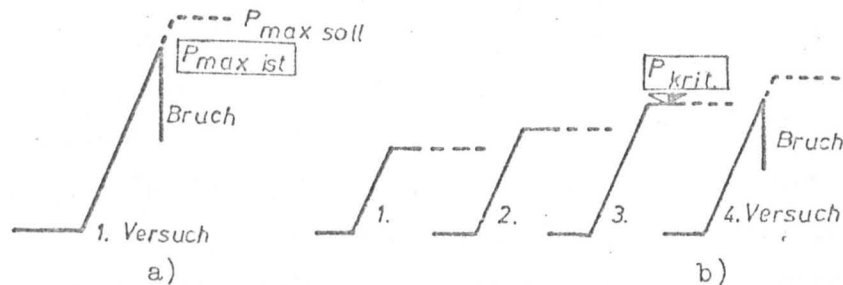
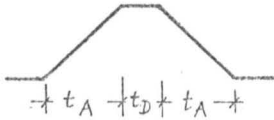


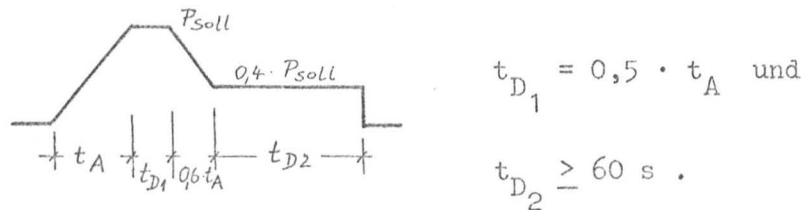
Bild 11: Schematische Gegenüberstellung von P_{max} und P_{krit}

Es wurden 3 verschiedene Belastungsfunktionen untersucht:

1. ramp-Funktion mit mindestens $t_D = 60\ sec$ Lasthaltung nach der Lastanstiegszeit t_A

2. Trapez-Funktion  mit einer Lasthaltung von $t_D = 1/2 \cdot t_A$

3. Trapez-Funktion mit anschließender Dauerlast von 40% der maximalen Lastamplitude und Haltezeiten von



Diese Belastungsfunktionen werden im folgenden nur noch mit den Symbolen

 ,  und  gekennzeichnet.

Die Definition der "kritischen" Last setzt eine Laststeigerung von Versuch zu Versuch in nicht zu großen Abstufungen voraus, damit im vorletzten Versuch wirklich die Last festgehalten wird, die soeben noch 60 Sekunden lang getragen werden kann. Trotzdem ergaben sich Zweifelsfälle bei der Auswertung, z.B. wenn der Bruch erst kurz vor Ablauf der 60-s-Marke eintrat. In diesem Falle wurde ein geschätzter, zwischen dem vorletzten und dem letzten Versuch liegender Kraftwert als "kritische" Last angenommen. Die bei diesen Versuchen gewonnenen Ergebnisse sind nicht in allen Einzelfällen untereinander vergleichbar, da die Anzahl der Laststeigerungen je Ausziehkörper oft unterschiedlich war (zwischen 2 und 15 Belastungsvorgänge kamen vor). Der sich daraus ergebende Einfluß der Belastungsgeschichte konnte nicht abgeschätzt werden und blieb unberücksichtigt. Jedoch war aus den Aufzeichnungen der Ausziehwege zu ersehen, ob und wann ein Stahl nur noch durch Verklemmungen innerhalb der bereits zerstörten Verbundzone Kräfte übertrug (vgl. auch Abschnitt 5.3.2.2). Es darf nicht übersehen werden, daß die hier gewählte Definition der "kritischen" Belastbarkeit ein Behelf ist, und es sinnvoller gewesen wäre, die kritische Belastbarkeit so zu definieren, daß im Erstversuch gerade die vorgegebene Standzeit t_D (hier 60 s) erreicht wird. Dies hätte jedoch etwa 5 bis 10-fache Versuchs-körperanzahl vorausgesetzt.

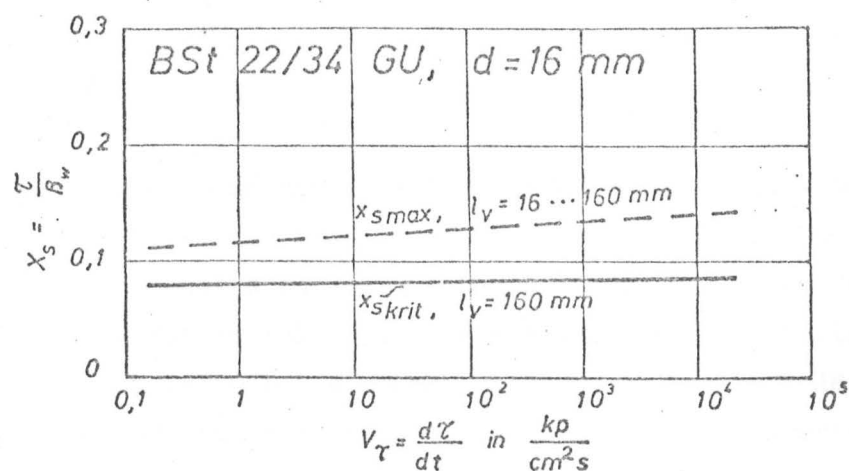
Um den in den vorliegenden Versuchsergebnissen also enthaltenen Ermüdungseinfluß näherungsweise zu eliminieren, wurde daher davon ausgegangen, daß sich im Falle der langsamen Belastung die "kritische" Beanspruchbarkeit nicht wesentlich von der Tragfähigkeit bei kontinuierlicher Laststeigerung unterscheidet und der Anstieg der Kurven $x_{s \text{ krit}} = f(v_{\tau})$ in Übereinstimmung mit den Versuchswerten um so flacher verläuft, je länger die Standzeit t_D ist. Diese Annahme kann auch aus der in /5/ für die Steigerung der reinen Materialfestigkeiten entwickelten modellmäßigen Vorstellung hergeleitet werden (vgl. auch Abschnitt 8.1).

5.3.2.1 Versuche mit $\sqrt{\quad}$ -Funktionen

In der Tabelle Anlage 19 sind die Ergebnisse der Versuche mit $\sqrt{\quad}$ -Belastungsfunktionen zusammengestellt (vgl. auch Anlage 20). In den folgenden Darstellungen Bild 12 und Bild 13 sind jeweils die Regressionsgeraden bzw. Ausgleichskurven für die maximale Verbundtragfähigkeit zum Vergleich strichliert eingezeichnet.

Bild 12:

(vgl. Anlage 20 a)



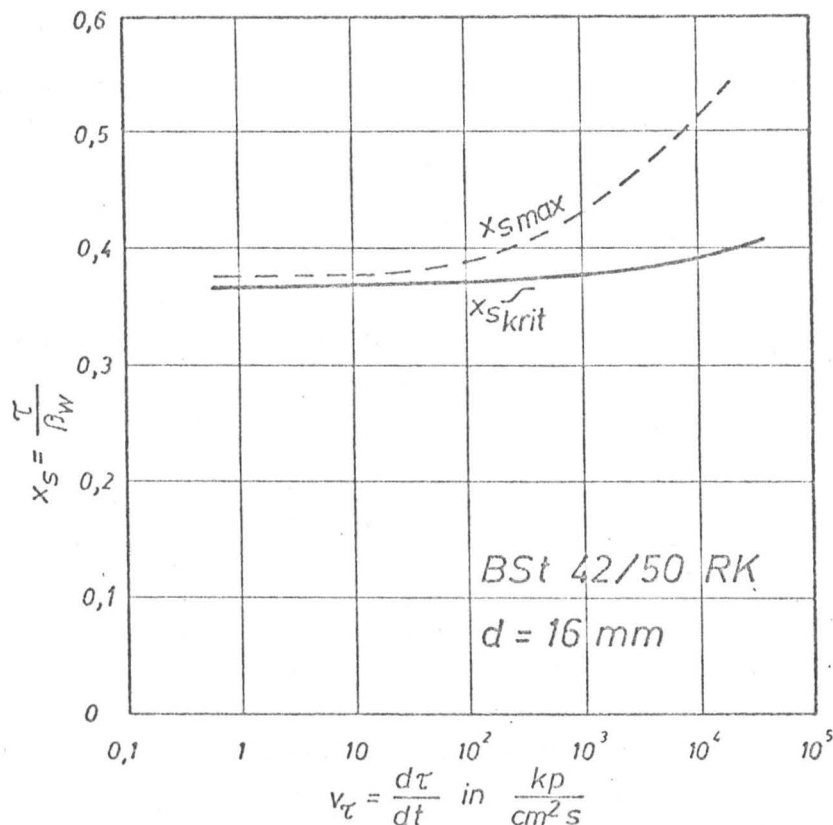


Bild 13:
(vgl. Anlage 20 a)

Die Ausgleichskurven, gerechnete Regressionskurven, die von Hand dem wahrscheinlichen Verlauf angeglichen wurden, lassen im Vergleich mit der maximalen Belastbarkeit für die eingangs definierte "kritische" Belastbarkeit einen flacheren Anstieg mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit erkennen. Die Zahlenwerte $x_{s_{krit}}$ liegen, insbesondere im Bereich großer v_τ , niedriger als $x_{s_{max}}$. Dies trifft sowohl bei glattem Rundstahl BSt. 22/34 als auch bei Rippentorstahl BSt. 42/50 zu.

Die Versuche mit $d = 26 \text{ mm}$ und $l_v = 1 \cdot d = 26 \text{ mm}$ sind als Extremfall anzusehen. Einerseits waren die Prüflinge mit einem Gewicht von ca. 50 kg schwer zu handhaben und besonders anfällig gegen Beschädigungen des Verbundes vor dem Versuch, andererseits fallen die beim Ausziehen örtlich wirksamen Reibungs- und Klemmkräfte bei kleiner Verbundfläche naturgemäß stärker ins Gewicht, so daß insgesamt eine größere Ungenauigkeit zu erwarten war (vgl. Anlage 20 b).

5.3.2.2 Versuche mit Λ - und Λ -Funktionen ⁺⁾

Um den Einfluß der Dauer der Lasthaltung nach dem Erreichen der vorgegebenen Höchstlasten zu untersuchen, wurden einige Versuchskörper mit $d = 16 \text{ mm}$ Stab-

⁺⁾ Bedeutung der Belastungs-Symbole s. S. 34

durchmesser und

- a) BSt 22/34 GU, $l_V = 80 \text{ mm}$
- b) " 42/50 RK, $l_V = 32 \dots 140 \text{ mm}$

einer trapezförmigen Belastungsfunktion mit anschließendem Lastabfall auf $P = 0$ ausgesetzt. Außerdem wurden einige Versuchskörper mit einer Trapezfunktion belastet, bei der nach Erreichen der Höchstlast noch eine Restkraft von $P_{\text{Rest}} = 0,4 \cdot P_{\text{max(Soll)}}$ als Dauerlast gehalten wurde (vgl. Anlage 21).

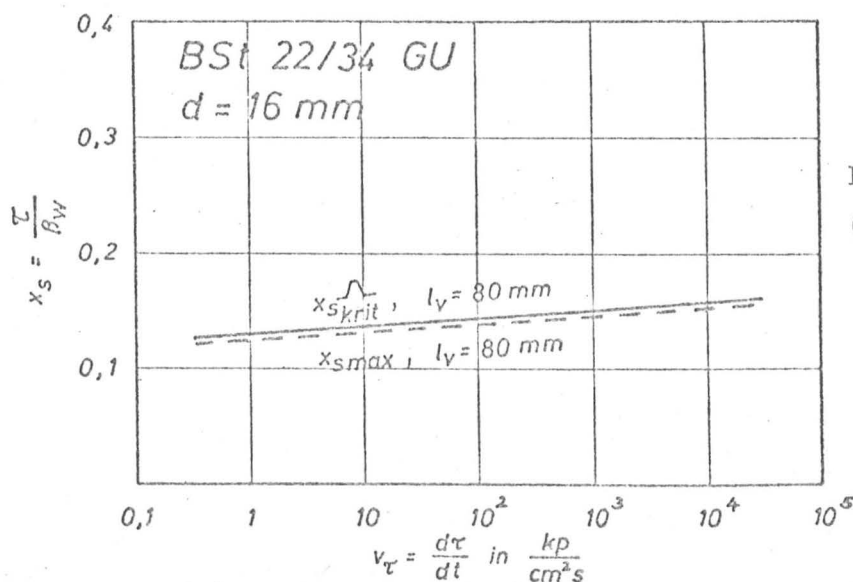


Bild 14:
(vgl. Anlage 22)

Die Ergebnisse dieser Versuche sind in den Bildern 14 und 15 dargestellt.

Bild 14 (BSt 22/34 GU) zeigt eine nahezu genaue Übereinstimmung der Regressionsgeraden für $x_{s \text{ krit}}$ mit der entsprechenden Geraden ($d = 16 \text{ mm}$, BSt 22/34, $l_V = 80 \text{ mm}$) für $x_{s_{\text{max}}}$, wobei in beiden Fällen 8 über den gesamten Geschwindig-

Bild 15 (BSt 42/50 RK) zeigt den Anstieg der kritischen Verbundspannungen für sämtliche untersuchten Belastungsfunktionen. Die Werte $x_{s \text{ krit}}$ sind im Bereich hoher Belastungsgeschwindigkeiten umso größer, je kürzer die Einwirkungsdauer der vorgegebenen Höchstlast ist. Die \wedge -Funktion (s. S. 33 und 34) ergibt dementsprechend Werte zwischen dem kurzzeitigen Stoß (\wedge) und der 60 s-Lasthaltung (\sqcap).

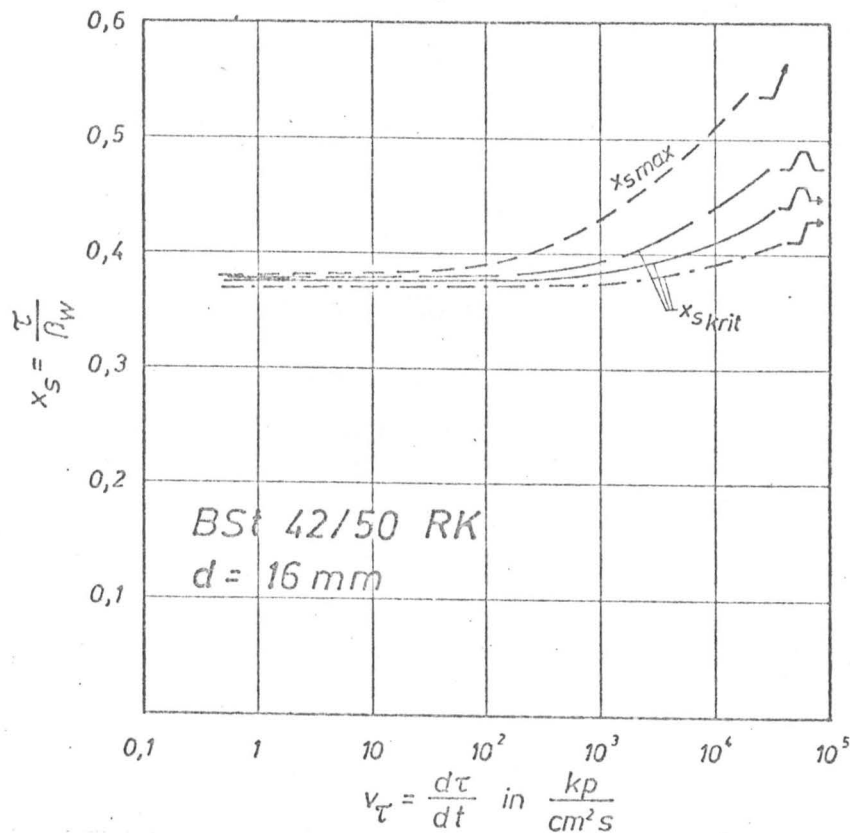


Bild 15:
(vgl. Anlage 23)

Es zeigte sich, daß bei den umschnürten Körpern ein vergleichbarer Anstieg vorhanden ist. Der Unterschied zwischen den Werten von x_{smax} und x_{skrit} ergab sich etwas größer als bei den nichtumschnürten Körpern. Bei höheren Betongüten ergeben sich kleinere x_s -Werte, was bei der Auswertung berücksichtigt werden muß (vgl. Anlagen 20 a und 23 b sowie Abschnitt 5.3.4).

Es zeigte sich ferner, daß eine - im Vergleich zur maximalen Kurzzeitfestigkeit x_{smax} - offensichtlich zu hohe "kritische" Verbundfestigkeit x_{skrit} aus der gemessenen Zugkraft P_{ist} ermittelt wird, wenn der Stahl nach bereits merklichen Verschiebungen innerhalb der Verbundstrecke wieder verklemmt. In diesem Fall wird bei erneuter Belastung mit Δ -Funktionen weiterhin eine Kraft gemessen, die jedoch allein aus der Reibung bzw. Klemmwirkung resultiert.

Einige Versuche mit $d = 16 mm$, BSt 42/50 RK und 56 mm Verbundlänge ergaben daher für Δ -Belastung eine "scheinbare kritische" Verbundfestigkeit, die etwas über der maximalen Verbundtragfähigkeit lag, was den tatsächlichen Verhältnissen nicht entsprechen kann.

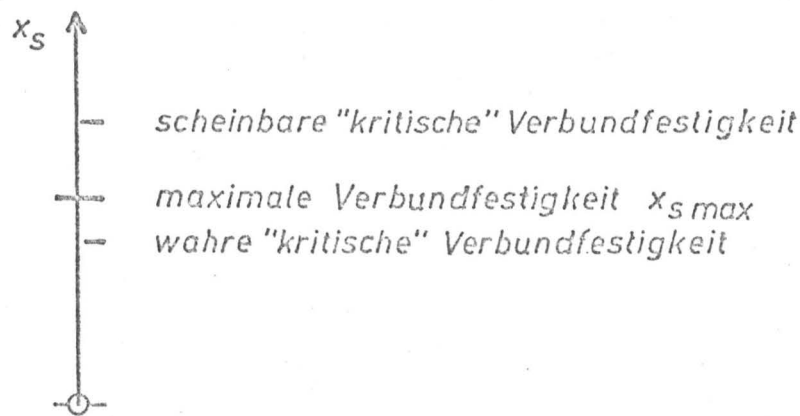


Bild 16

Beispielsweise ist aus den Aufzeichnungen des Versuchs H 11/10 (vgl. Anlagen 24 a-d) ist ersichtlich, daß bereits die erste Δ -Belastung ($P_{\text{dyn}} = 1,9 \text{ Mp}$) zu einem bleibenden Ausziehweg am belasteten Stabende (und entsprechend auch am unbelasteten Stabende) von $s \sim 0,4 \text{ mm}$ führte, der Verbundbruch also bereits eingetreten war. Wegen der Reibungs- bzw. Klemmkkräfte und der jeweils nur kurzen Lasthaltung bei der vorgegebenen Belastungsfunktion waren jedoch noch weitere 6 Belastungsvorgänge mit bis zu $3,100 \text{ Mp}$ (+ $P_V = 1000 \text{ kp}$) gesteigerter Sollast möglich, bevor auf der Verbundstrecke nach einem Gesamtausziehweg von ca. 4 mm keine Kraft mehr übertragen werden konnte.

Hier liegt eine scheinbare Verbundfestigkeitserhöhung für den Fall der kurzzeitigen Stoßbelastung vor, die aber wegen ihres mehr oder weniger zufälligen Auftretens weder rechnerisch erfaßbar noch von den Ausziehversuchen auf Bauteile übertragbar ist.

Bei Wiederholungsversuchen können sich somit nicht nur durch die unterschiedliche Auswirkung der Ermüdung niedrigere, sondern durch Klemmeffekte und damit Verfestigungen durch höhere Versuchswerte ergeben, wodurch der hohe Streubereich in diesem Versuchsabschnitt zu erklären ist.

5.3.3 Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf die Verbundspannung bei bestimmten Ausziehwegen

Zunächst war fraglich, ob die Zunahme der Verbundfestigkeit bei höheren Ausziehgeschwindigkeiten ausschließlich die Folge eines Klemmeffektes während des schnellen Ausziehvorganges ist, oder aber auch schon bei kleinen Laststufen unterhalb des Verbundbruches eine Geschwindigkeitsabhängigkeit zu beobachten ist. Daher wurden die bezogenen Verbundspannungen $X_S = \tau/\beta_w$ bei einem bestimmten Schlupf des unbelasteten Stabendes untersucht, der zu $s_U = 0,1 \text{ mm}$ gewählt wurde (s. Bild 17 sowie Anlage 25).

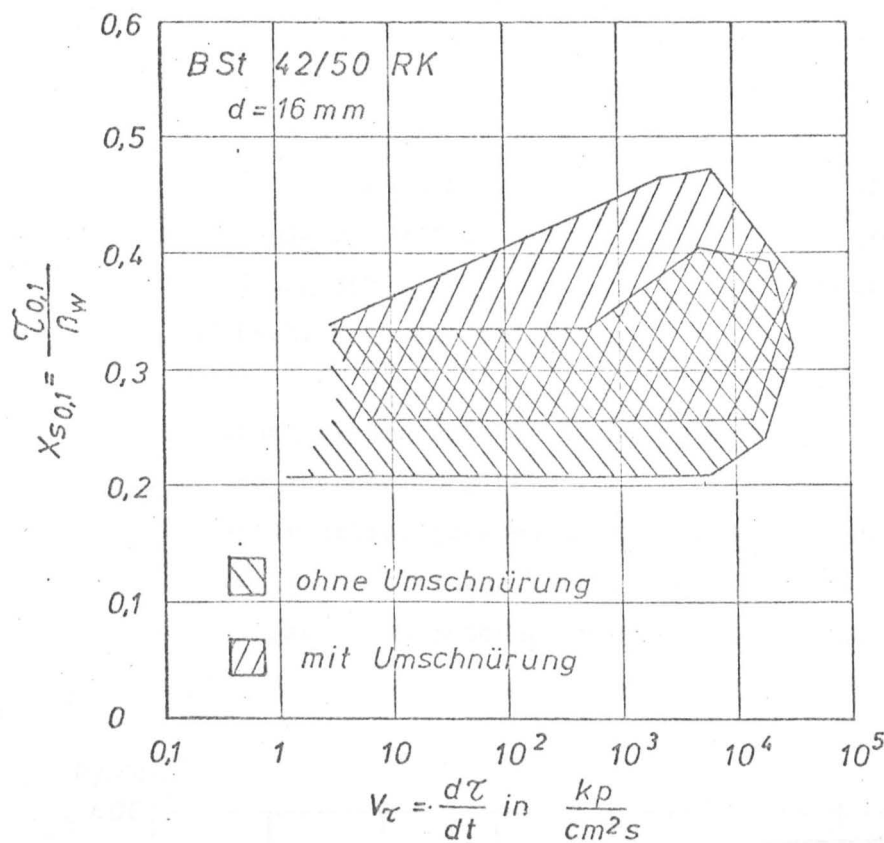


Bild 17

Dabei zeigte sich, daß auch hier bereits ein Anstieg der Ausgleichskurven vorhanden ist, der unter Berücksichtigung der entsprechend niedrigeren Laststufe $X_{S0,1}$ praktisch den gleichen Zuwachs der bezogenen Verbundspannungen im untersuchten Geschwindigkeitsbereich ergibt wie bei den maximalen Verbundspannungen X_{Smax} , nämlich zwischen 20 und 30%. Dieses Ergebnis macht deutlich, daß die Ursache für die Erscheinung der Verbundfestigkeitssteigerung bei höherer Belastungsgeschwindigkeit in den Materialeigenschaften, und zwar - wie der Vergleich zwischen Rippenstählen und nichtgerippten Stählen

beweist - hauptsächlich in denen des Betons zu suchen ist. Aus diesem Grunde wurde eine besondere Untersuchung über den Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf die Materialeigenschaften von Beton angeschlossen (s. Abschnitt 7).

5.3.4 Einflüsse des Betonalters und der Betondruckfestigkeit

Entsprechend dem Versuchsprogramm (s. Abschnitt 4) war der Zusammenhang zwischen der Verbundtragfähigkeit und der Beanspruchungsgeschwindigkeit zunächst unter Verwendung einer möglichst gleichbleibenden, mittleren Betongüte zu untersuchen. Differenziertere Betrachtungen sollten dabei hauptsächlich auf die Stahlart (Festigkeit und Oberflächenbeschaffenheit), die Stahldurchmesser und Verbundlängen sowie auf die Auswirkung einer zusätzlichen Umschnürung der Verbundzone gerichtet sein. Dagegen wurde vorausgesetzt, daß die für einen D_n 250 mit einem Wasserzementwert von 0,70 ermittelten Ergebnisse sowohl hinsichtlich der Tendenz als auch - durch Bezug der Verbundspannungswerte auf die jeweilige Betonfestigkeit β_w - hinsichtlich der Größenordnung der Verbundfestigkeit näherungsweise für andere Betonzusammensetzungen und Festigkeitsklassen gelten.

Für die genaue Überprüfung dieser Annahme unter Berücksichtigung aller die Betonzusammensetzung und -herstellung betreffenden Einflußfaktoren wäre ein größerer Aufwand erforderlich gewesen als im Rahmen dieser Arbeit gerechtfertigt erschien. Es wurden aber einige Vergleiche angestellt, die den Einfluß von Betondruckfestigkeit und Betonalter erkennen lassen.

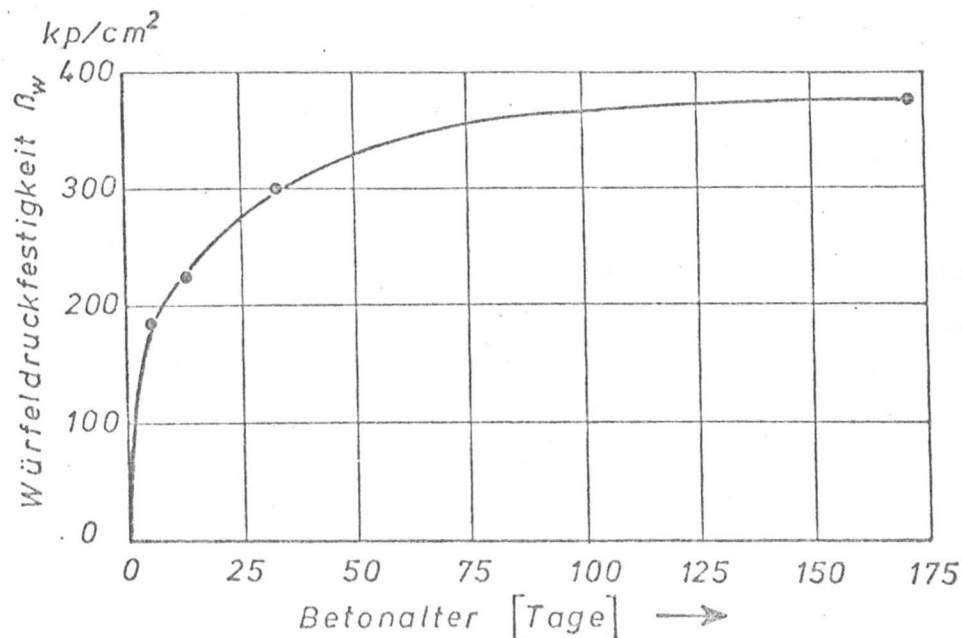
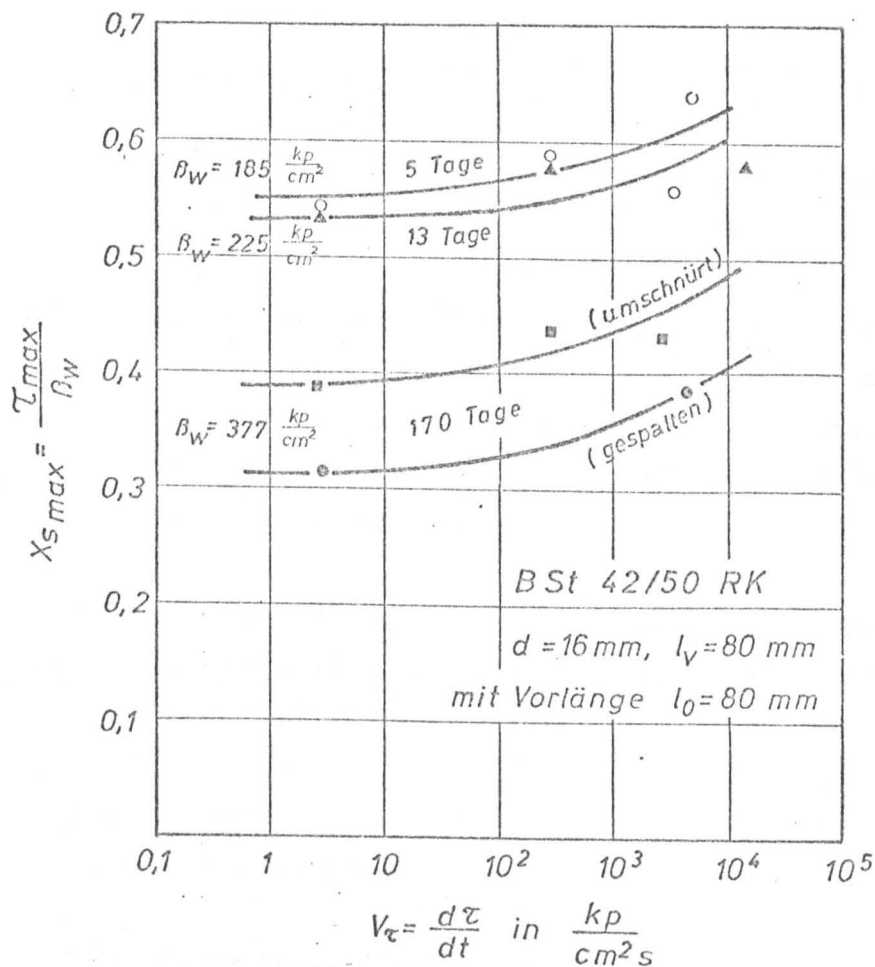


Bild 18

Bei einer Versuchsserie mit der in Bild 18 gezeigten Festigkeitsentwicklung des Betons wurden folgende, in Bild 19 aufgetragene Verbundspannungen nach 5, 13 und 170 Tagen ermittelt.

Bild 19



Die Darstellung läßt einen gleichartigen Anstieg der bezogenen Verbundspannungen als Funktion der Beanspruchungsgeschwindigkeit bei allen Altersstufen dieses Betons erkennen. Die Frage nach den Einflüssen von Betonalter und Betonfestigkeit auf

die Höhe der Verbundspannungen und die Geschwindigkeitsabhängigkeit kann hiermit jedoch nicht eindeutig beantwortet werden. Das gleichzeitige Anwachsen von Betonalter und Festigkeit erschwert vielmehr die Beurteilung. Da jedoch der überwiegende Teil der Ausziehkörper bei einem Betonalter > 56 Tage geprüft wurde, kann das Betonalter zumindest bei den hier durchgeführten Versuchen keinen wesentlichen Einfluß auf die Verbundtragfähigkeit darstellen, wie der Vergleich zahlreicher Versuche mit nahezu gleichen Druckfestigkeiten ($\beta_w \sim 250$ kp) vgl. Anlage 26, zeigt. Es konnte auch kein Einfluß auf die Geschwindigkeitsabhängigkeit nachgewiesen werden, d.h. die Steigerung der Werte $X_{S_{\max}}$ bei zunehmender Belastungsgeschwindigkeit war in dem vorliegenden Bereich des Betonalters überall gleich groß. Somit kann gesagt werden, daß der Einfluß der Festigkeit gegenüber dem des Betonalters dominiert.

In der Anlage 27 sind die bezogenen Kurzzeit-Verbundfestigkeiten $X_{S_{\max}} = \tau_{\max} / \beta_w$ vergleichbarer Ausziehversuche mit $\sqrt{\quad}$ -Belastungsfunktion über der Betonfestigkeit β_w aufgetragen, wobei die verglichenen Werte nach Belastungsgeschwindigkeits-Klassen gestaffelt wurden. Außerdem wurde unterschieden zwischen nichtumschnürten und umschnürten Versuchskörpern.

Obgleich die Mehrzahl der Prüfkörper eine mittlere Betonfestigkeit zwischen 200 und 300 kp/cm² aufwies, läßt sich innerhalb dieses Bereiches schon ein Abfallen der $X_{S_{\max}}$ -Werte bei zunehmender Betonfestigkeit feststellen.

Bei den "kritischen" Verbundfestigkeiten wirkt sich der Einfluß der Betonfestigkeit in gleicher Weise aus.

Nach dem Ergebnis dieser Untersuchung stellt sich die Frage, ob die Betondruckfestigkeit überhaupt eine geeignete Bezugsgröße für die Verbundspannungen darstellt. Beispielsweise könnte der Versuch gemacht werden, die Verbundspannungen τ auf die Betonzugfestigkeit des Betons zu beziehen. Eine andere Bezugsgröße als β_w würde jedoch den Vergleich mit den Ergebnissen anderer Untersuchungen zum Verbundverhalten erschweren. Hier soll daher nur festgestellt werden, daß bei Bezug der Verbundspannungen $\tau = P / \pi \cdot d \cdot l_v$ auf die Würfeldruckfestigkeit β_w der Einfluß der Betonfestigkeit nur näherungsweise eliminiert wird. Dies mußte bei der Auswertung einiger Versuchsserien (vgl. z.B. Anlagen 20 a und 23 b) berücksichtigt werden.

5.3.5 Verbundspannungs-Verschiebungs-Beziehungen, bei höheren Belastungsgeschwindigkeiten

Bei der Auswertung der Ausziehversuche wurde die gemessene Last P_{ist} sowohl bei glattem Rundstahl als auch bei Rippenstahl auf die Verbundfläche $F_t = \pi \cdot d \cdot l_v$ bezogen, wobei d der Nenndurchmesser und l_v die im Verbund liegende Stablänge bedeuten. Im Abschnitt 5.3.1 wurde festgestellt, daß die maximale Verbundspannung $\tau_{max} = \frac{P_{max}}{\pi \cdot d \cdot l_v}$ bzw. die auf die Betondruckfestigkeit bezogene Verbundspannung $\chi_{Smax} = \frac{\tau_{max}}{\beta_w}$ mit steigender Ausziehgeschwindigkeit bzw. Belastungsgeschwindigkeit zunimmt.

Im Abschnitt 5.3.3 wurde aber auch festgestellt, daß die Erhöhung der Verbundspannungen mit wachsender Beanspruchungsgeschwindigkeit nicht nur im Bereich der aufnehmbaren Höchstlast, sondern auch bei geringeren Belastungen auftritt. Die bei einem am unbelasteten Stabende gemessenen Schlupf von $\Delta = 0,1$ mm von der Verbundstrecke übertragenen Last vergrößert sich bei höherer Belastungsgeschwindigkeit etwa in gleichem Maße wie die maximale Verbundtragfähigkeit, d.h. im Bereich der untersuchten Geschwindigkeiten um ca. 20-30%.

Der die Verbundqualität eines Stabes kennzeichnende Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Verschiebung wird nur insofern verändert, als eine schnellere Zunahme der Verbundspannung eine Parallelverschiebung der τ - Δ -Kurve in Richtung der τ - bzw. χ_S -Achse bewirkt. Dagegen war eine wesentliche Neigungsänderung der Verbundspannungs-Verschiebungskurven für gleichartige Stähle nicht zu erwarten. Dies wurde durch Vergleich einiger χ_S - Δ -Kurven bestätigt (vgl. Anlagen 28 bis 30).

5.3.6 Stahldehnungsverlauf und Verbundspannungsverteilung

Den Zusammenhang zwischen Stahldehnungsverlauf und Verbundspannungsverteilung hat REHM /8/ bereits ausführlich behandelt. Es war im Rahmen dieser Arbeit daher nur festzustellen, ob durch höhere Belastungsgeschwindigkeiten eine Änderung des Stahldehnungsverlaufes bewirkt wird.

Um den Stahldehnungsverlauf innerhalb der Einbettungslänge des Bewehrungsstabes verfolgen zu können, wurden Ausziehkörper mit geschlitzten Stahlstäben (vgl. Abschnitt 3.1) hergestellt, die im Stabkern mit Dehnungsmeßstreifen versehen waren.

An zwei zylindrischen Betonkörpern mit $D/H = 30/48$ cm, deren zentrisch eingelegter Bewehrungsstab auf der gesamten Höhe Verbund hatte ($l_V = 480$ mm), wurde zunächst untersucht, ob der zur Übertragung der Stahlzugkraft beanspruchte Bereich der Verbundzone bei höheren Belastungsgeschwindigkeiten verändert wird, und ob eine Änderung des Stahldehnungsverlaufes eintritt.

Der Stahl des ersten Körpers wurde mit geringer Belastungsgeschwindigkeit (Lastanstiegszeit $t_A = 10$ s) mit $\sqrt{\quad}$ -Belastungsfunktionen zunächst dreimal mit stufenweise gesteigerter Lastvorgabe (1500, 2500 und 3500 kp) gezogen, wobei die Haltezeit der Höchstlast jeweils 10 s betrug. Im vierten Belastungsvorgang wurden 5000 kp innerhalb von 0,5 Sekunden aufgebracht und diese Last über 3 s konstant gehalten. Bei dem zweiten Körper wurde der Stahlstab nach einem langsamen Vorversuch mit 2000 kp ($\sqrt{\quad}$ -Funktion mit einer Anstiegszeit von $t_A = 10$ s wie bei Körper 1) insgesamt fünfmal kurzzeitig mit einer \wedge -Funktion (Lastvorgabe 1500, 2500, 3500, 5000 und 7000 kp) belastet, wobei die Lastanstiegszeit jeweils 50 ms betrug. Es wurden jeweils an 8 DMS gleichzeitig die Stahldehnungen gemessen. Die daraus ermittelten Dehnungsverläufe sind in Anlage 31 dargestellt.

Aus den Darstellungen geht hervor, daß nur ein Verbundbereich von ca. 24 cm Länge, d.h. etwa $l_V = 15 \cdot d$, an der Kraftübertragung vom Stahl auf den Beton beteiligt ist.

Der Vergleich der Stahldehnungen zwischen dem langsam und dem schnell belasteten Versuchskörper läßt bei dem schneller belasteten Stahl bei hohen Laststufen (> 5000 kp $\hat{=} \sim 2800$ kp/cm² bei einem Stahlquerschnitt von $F_e = 1,8$ cm²) etwas geringere Dehnungen erkennen als bei dem langsam belasteten Stab.

Die Dehnungsbeträge am Verbundbeginn erscheinen im Bereich $\epsilon_e \geq 1,5$ ‰ nicht mehr zulässig. Vermutlich sind durch Schiefstellung der mit Kunstharzkleber befestigten Krafteinleitungsmuffe Biegebeanspruchungen aufgetreten. Diese Gewindemuffen lösten sich beim Körper DM 1 bei 7000 kp und beim Körper DM 2 bei 8000 kp.

Einige Versuche an Stäben mit kürzeren Verbundlängen ($l_V = 160$ und $l_V = 80$ mm) ergaben im Gegensatz zu den oben beschriebenen Körpern einen nahezu linearen Verlauf der Stahldehnungen mit Ausnahme von sehr kleinen Belastungen (vgl. Anlage 32). Dies war in gleicher Weise bei langsamer und schnellerer Belastung zu beobachten. Daraus folgt, daß die Verbundspannungsverteilung bei allen Belastungsgeschwindigkeiten nahezu die gleiche ist.

Diese Feststellungen stehen in Übereinstimmung mit der im Abschnitt 5.3.5 beschriebenen Vergrößerung der Verbundkräfte bei gleichen Verschiebungen (Parallelverschiebung der τ - Δ -Kurven). Daher kann eine gleichmäßige Erhöhung der aufnehmbaren Verbundspannungen im ganzen Verbundbereich bei schnellem Lastanstieg allein aus diesen Fakten hergeleitet werden.

6. Versuche an balkenähnlichen Bauteilen (beam-tests) mit begrenzter Verankerungslänge der Bewehrung

6.1 Allgemeines

Im Anschluß an die Grundlagenversuche des Abschnitts 5 sollte im Hinblick auf Bemessungsrichtlinien für stoßbeanspruchte Bauteile überprüft werden, inwieweit die Ergebnisse der Ausziehversuche auch auf biegebeanspruchte Bauteile übertragen werden können.

Vor der Untersuchung praxisähnlicher Balken wurden zunächst sogenannte "Biegehaftversuche" (beam-tests) durchgeführt, bei denen die in der Verankerungszone von Balken vorliegenden Verhältnisse näherungsweise nachgeahmt werden können. Hierbei sind die durch die RILEM¹⁾ /11/ genormten Versuchskörper für Stahldurchmesser A) $d < 16$ mm und B) $d > 16$ mm (vgl. Anlage 33) mit geringfügiger Abwandlung entsprechend Anlage 34 a dem vorgesehenen Versuchsaufbau angepaßt worden (s. Bild 20 auf Seite 48). Die Biegehaftversuche dienten im Rahmen dieses Forschungsvorhabens im wesentlichen zur Überprüfung der Ergebnisse des Abschnitts 5. Gegenüber den Ausziehversuchen liegt die Bewehrung nicht in, sondern rechtwinklig zur Belastungsrichtung, wie dies bei biegebeanspruchten Bauteilen der Fall ist. Ansonsten ist beim Biegehaftversuch die Übereinstimmung mit den praxisüblichen Balken nur in beschränktem Umfang gegeben, worauf bei der Ermittlung der Verbundspannungen (Abschnitt 6.6) noch hingewiesen wird.

1) Reunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de Recherches sur les Matériaux et les Constructions - Paris

Um den in der Praxis auftretenden Verhältnissen bei biegebeanspruchten Bauteilen näher zu kommen, wurden daher außerdem einige geschlossene Balken (Anlage 34 b) mit durchgehender und in Feldmitte gestoßener Bewehrung mit der gleichen Versuchseinrichtung untersucht.

Auch diese Versuche sind wegen der Größenverhältnisse (geringe Spannweite, große Betondeckung), der relativ starken Querbewehrung und der Einflüsse des Auflagerdrucks zwar nicht unbedingt praxisbezogen, liefern aber zumindest qualitativ auswertbare Ergebnisse - insbesondere zu der Frage des Traglastanstiegs bei hoher Belastungsgeschwindigkeit - und dürften deshalb für Folgeuntersuchungen an größeren Bauteilen (Balken, Platten) einen Anhaltspunkt darstellen.

6.2 Versuchsvorbereitungen, Herstellung der Prüfkörper

Um neben den Verbundspannungen als Funktion der Belastung sowie den Ausziehwegen der Bewehrung (Schlupf) auch die Dehnungen des Stahls im Verbundbereich ermitteln zu können, wurden - wie schon im Abschnitt 3.1 beschrieben - teilweise aufgeschlitzte und wieder zusammengeklebte Stähle verwendet, in deren im Stabkern freigelassenen, über die ganze Stablänge (1,40 m) durchgehenden Nuten ca. 90 Dehnungsmeßstreifen eingeklebt waren. Die Belastung der örtlichen Dehnungen des Stahls konnten in Abständen von ca. 15 mm längs der Stabachse abgegriffen werden. Die nahezu kontinuierliche Ausstattung der Stäbe mit DMS geschah im Hinblick auf die geplante, wiederholte Verwendung derselben zur Einsparung an Versuchsmaterial und Arbeitsaufwand in den folgenden Versuchsserien. Die Balken wurden nach den Bewehrungsplänen Anlagen 34 a und 34 b mit konstruktiver Bewehrung versehen. Es wurden insgesamt 6 kunststoffbeschichtete Holzschalungen (Betonplan) hergestellt, wobei im Falle der Biegehaftversuche Styropor-Einlagen zur Trennung der beiden Balkenhälften benutzt wurden. Das Stahl-Druckgelenk, welches im Gegensatz zu der von der RILEM empfohlenen zweiteiligen Ausführung wegen der bei dynamischen Versuchen erhöhten Gefahr von Unfällen und Beschädigungen der Versuchsanlage aus einem einteiligen geschweißten I-Profil bestand, wurde zusammen mit der Bewehrung in die Schalung eingebaut.

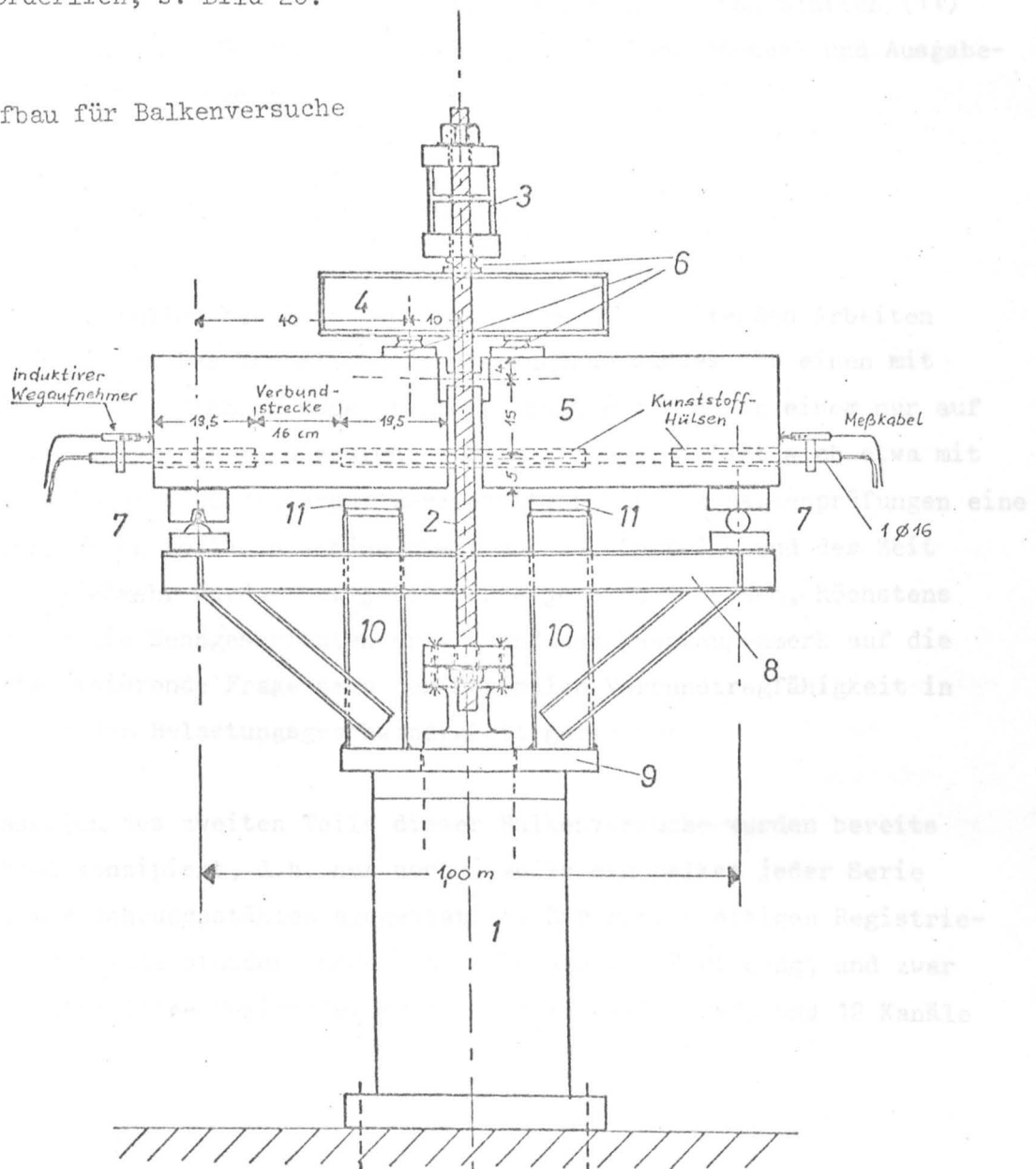
Die Zusammensetzung und die Festigkeitswerte des Betons sind der Zusammenstellung Anlage 35 zu entnehmen. Die Verdichtung geschah mit Flaschenrüttlern $\varnothing 26$ mm und $\varnothing 38$ mm. Die Balken wurden nach 2 Tagen ausgeschalt, eine Woche unter feuchten Tüchern und anschließend bis zum Versuchsbeginn im Klimaraum bei 20°C und 65% rel. Luftfeuchte gelagert.

6.3 Versuchsaufbau

Der bei den Ausziehversuchen verwendete Belastungsrahmen wurde auch bei den Balkenversuchen verwendet, jedoch war außer dem Einbau der Rollenlager auch eine besondere Konstruktion für die Lasteintragung auf der Oberseite des Balkens erforderlich, s. Bild 20.

Bild 20:

Versuchsaufbau für Balkenversuche



Die im Arbeitszylinder (1) erzeugte Kolbenkraft wird über 2 Zugstangen (2) in den Belastungskopf (Querbalken (3) und Lastverteilungsbalken (4)) geleitet. Die genaue Lastzentrierung zwischen Querbalken und Lastverteilungsbalken sowie zwischen dem Lastverteilungsbalken und dem Prüfkörper (5) wird durch den Einbau von Kalottenring-Punktlagern (6) erreicht. Der Stahlbetonbalken ist beiderseits gelenkig gelagert (7), wobei ein Lager als Rollenlager und das andere als festes Kipplager ausgebildet ist. Die Lager sind auf den Enden eines steifen Stahlprofilrahmens (8) befestigt, dessen Fußplatte (9) auf dem Zylinder fest verschraubt ist. Zur Abfangung von zu starken Durchbiegungen der Prüfkörper dienen die lotrechten Pfosten (10) des Belastungsgestells, wobei der Abstand zwischen der Pfostenoberkante und der Unterkante des Stahlbetonbalkens mittels zwischengelegter Stahlplatten (11) variiert werden kann. Die Gesamtanlage einschließlich der Steuer- und Ausgabegeräte zeigt das Foto Anlage 36.

6.4 Messungen

Die Anzahl der Meßstellen bestimmt den Umfang der vorbereitenden Arbeiten und die Versuchsdauer. Das Verhältnis des Versuchsaufwandes für einen mit Dehnmeßstreifen in den Stählen ausgestatteten Balken gegenüber einem nur auf seine maximale Tragfähigkeit zu prüfenden Balken ohne DMS läßt sich etwa mit 10:1 beziffern. Deshalb wurde darauf verzichtet, bei allen Balkenprüfungen eine komplette Dehnungskontrolle in Abhängigkeit von der Lasthöhe und der Zeit durchzuführen. Vielmehr wurden bei jeder Serie jeweils in einem, höchstens aber in 2 Fällen die Dehngeschichten erfaßt und das Hauptaugenmerk auf die vor allem interessierende Frage nach der maximalen Verbundtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit gerichtet.

Die Versuchsserien des zweiten Teils dieser Balkenversuche wurden bereits dementsprechend konzipiert, d.h. nur noch jeweils ein Balken jeder Serie mit DMS in den Bewehrungsstählen ausgestattet. Zur gleichzeitigen Registrierung der Meßergebnisse standen insgesamt 16 Kanäle zur Verfügung, und zwar 4 Kanäle für kurzzeitige Registrierung (Speicher-Oszillograf) und 12 Kanäle

für Aufzeichnungen von beliebiger Dauer (Lichtstrahl-Oszillograf). Bei optimaler Ausnutzung der Registriergeräte konnten folgende Größen als Funktion der Zeit aufgezeichnet werden:

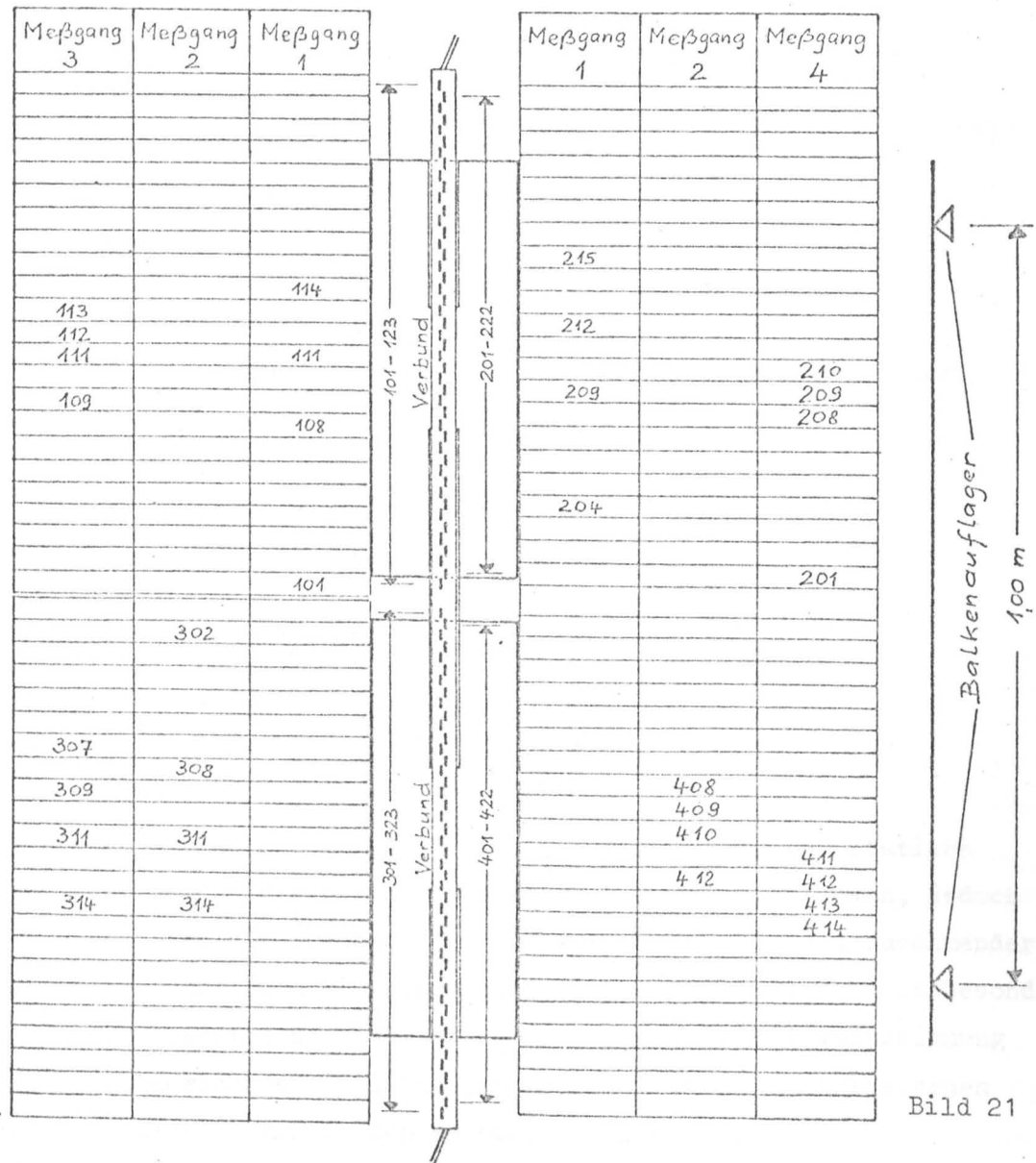
- | | |
|--------------------------------------|---|
| 1. Kraft: | a) Soll-Kraft lt. Kraftvorgabe
b) Ist-Kraft in den Zugstangen |
| 2. Durchbiegungen
in Balkenmitte: | a) Prüfbalken und Aufbau (Kolbenweg)
b) Prüfbalken |
| 3. Dehnungen: | 8 Dehnwerte aus den DMS innerhalb der
Bewehrungsstähle |
| 4. Schlupf: | 4 Verschiebungswerte (induktive Weg-Aufnehmer)
an den Balkenenden. |

Die Verwendung von DMS-Vielstellen-Meßeinrichtungen mit automatischer Kanalschaltung sowie numerischer Anzeige und Ausgabe, wie sie bei statischen Versuchen benutzt werden, kam für die hier durchgeführten Untersuchungen nicht in Frage, da dynamische Beanspruchungen nur mit einer kontinuierlichen und zeitsynchronen Registrierung aller Meßstellen erfaßt werden können.

6.5 Vorversuche

In Vorversuchen mit geringer Belastung wurde bei jedem Prüfkörper zunächst festgestellt, ob die DMS funktionsfähig waren und ob das Dehnungsverhalten der beiden Balkenhälften annähernd gleich war. Bis auf ca. 3% aller eingeklebten Meßstreifen ergaben sich keine Ausfälle. Auch konnte festgestellt werden, daß der aus 2 Hälften in Längsrichtung zusammengeklebte Stahl in beiden Stabhälften gleiche Verformungen aufwies.

Wegen der begrenzten Anzahl von Registrierkanälen mußten die DMS in 4 aufeinanderfolgenden Meßgängen abgefragt werden (vgl. Bild 21). Einer dieser Meßgänge (in der Regel der Meßgang 3) wurde zur weiteren Untersuchung des Verformungsverhaltens ausgewählt, d.h. bei den eigentlichen "Impulsversuchen" wurden die Dehnungen stets an der gleichen Stelle des Stabes gemessen.

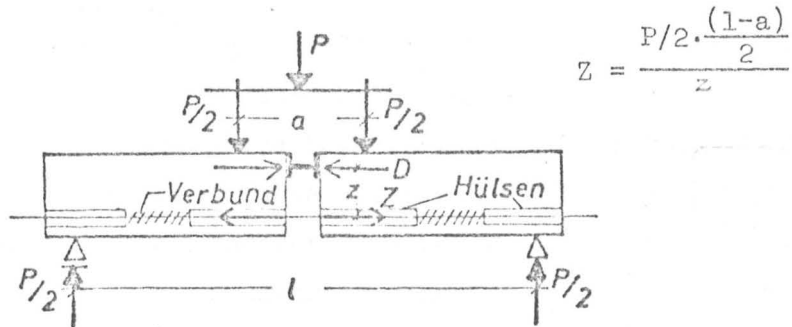


6.6 Ermittlung der Verbundspannungen

Im Gegensatz zu den Ausziehversuchen ist die Verankerungskraft der im Verbundbereich von der Länge l_v eingebetteten Stähle nicht direkt meßbar, sondern muß entweder aus der aufgetragenen Vertikallast und den Balkenabmessungen oder aus den Dehnungen im Zugstab berechnet werden.

Nach /11/ sind bei den RILEM-Balken für die in der Balkenbewehrung erzeugte Zugkraft Z infolge der Vertikallast P anzunehmen

Bild 22



(1)

woraus sich für den Balkentyp A (vgl. Anlage 33) für Stahldurchmesser $< \phi 16 \text{ mm}$

$$Z = 1,25 \cdot P$$

bzw. für den Balkentyp B für Stahldurchmesser $\geq 16 \text{ mm}$

$$Z = 1,50 \cdot P$$

ergibt.

Die im Stahlstab wirkende Zugkraft Z läßt sich zwar wegen der statisch bestimmten Lagerung des Prüfbalkens rechnerisch einfach bestimmen; jedoch überlagern sich durch die Drehung der beiden Balkenhälften bei zunehmender Längung des Stabstabes auch Biegespannungen und Querpressungen - insbesondere am Beginn der Verbundstrecke - so daß keine vollständige Übereinstimmung zwischen der rechnerischen Stahl-Zugspannung und der aus den gemessenen Dehnungen im Stahlstab ermittelten zu erwarten ist.

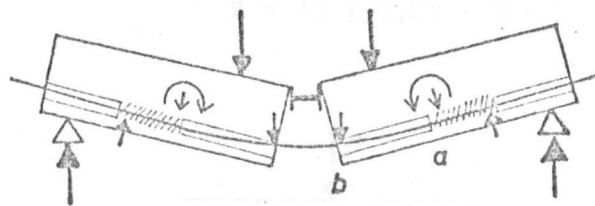


Bild 23: Kraftwirkungen im durchgebogenen Zustand

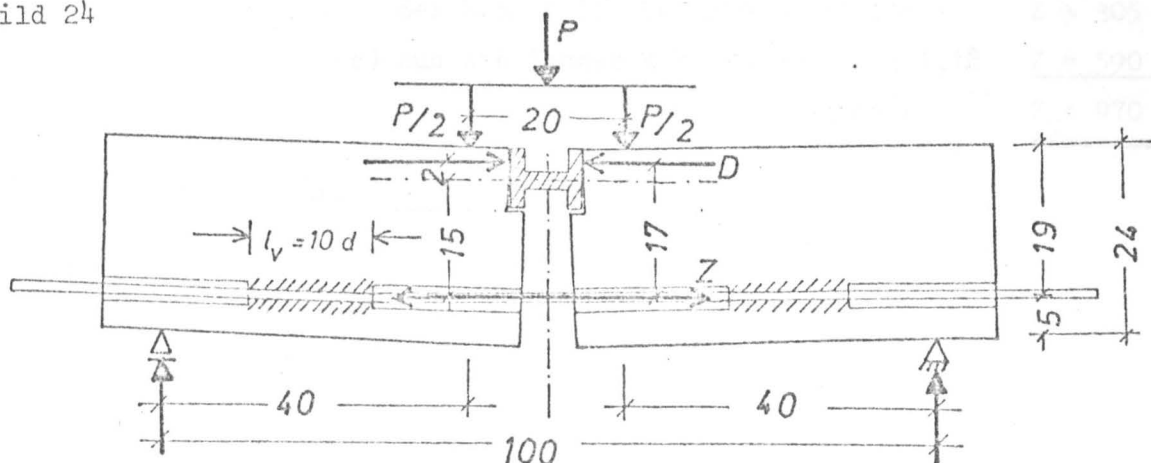
Die Dehnungsmessungen längs des Stahlstabes zeigten keine übermäßigen Spannungsspitzen am Verbundstreckenanfang a (Bild 23), da einerseits durch die starke konstruktive Bewehrung der beiden Balkenhälften Biege- risse und eine damit verbundene weitere Rotation der Verbundzone weitgehend ausgeschaltet waren und andererseits bei größeren Durchbiegungen auch durch die Balkenkante b eine Ulenkkraft eingetragen wurde, so daß eine nahezu kontinuierliche Stabkrümmung zwischen den beiden Verbundzonen vorhanden war. Deshalb dürften auch die Querverpressungen im Verbundbereich keine Klemm- wirkungen hervorgerufen haben.

Im Hinblick auf die wiederholte Verwendungsmöglichkeit der Stähle wurde die Durchbiegung in den Drittelpunkten der Spannweite durch die Pfosten des Belastungsrahmens (Pos. 10 in Bild 20, s. S. 48) auf maximal 3 cm begrenzt. Der Verbundbruch trat in der Regel jedoch bei Mittendurchbiegungen $f_m \leq 2$ cm ein.

In Anbetracht der hauptsächlich interessierenden Frage nach der Geschwindigkeitsabhängigkeit der maximalen Verbundspannungen erschien die Berechnung der eingeleiteten Ausziehungskraft Z nach Gleichung (1) unter Vernachlässigung der möglicherweise auftretenden Nebenspannungen als ausreichend genau. Jedoch wurde die Wirkungslinie der Druckkraft wegen des in Abschnitt 6.2 erwähnten einteiligen Stahlprofils (ohne Gelenkschneide) im Bruchlastfall nicht in Steg- höhe, sondern im oberen Viertelpunkt der Profilbreite wirkend angenommen, da kurz vor dem Verbundbruch jeweils eine klaffende Fuge zwischen Beton und Druck- profil bis nahe an den Steg zu beobachten war, vgl. Bild 24. Der Hebelarm zwischen Zug- und Druckkraft wurde daher mit

$$Z = 15 + 0,25 \cdot 8 = 17 \text{ cm angesetzt.}$$

Bild 24



Mit den Abmessungen nach Bild 24 ergibt sich

$$\underline{\underline{Z}} = \frac{P/2 \cdot 0,40}{0,17} = \underline{\underline{1,176 \cdot P \sim 1,18 \cdot P}}$$

Zur Überprüfung des Faktors Z/P wurden aus den Dehnungsaufzeichnungen der beam-tests B 5 und B 7 (langsame Versuche) die Stahlspannungen bzw. Stahlsugkräfte ermittelt und mit den synchron aufgezeichneten Last-Zeit-Kurven verglichen. Dabei ergeben sich Z/P -Werte zwischen 1,16 und 1,20, so daß der im Normalfall für die Auswertung der beam-tests verwendete Faktor 1,18 als zutreffend angesehen werden kann.

Die aus der maximal aufnehmbaren Last P_{\max} resultierende, mittlere Verbundspannung τ_{\max} beträgt analog den Ausziehversuchen

$$\tau_{\max} = \frac{1,18 \cdot P_{\max}}{\pi \cdot d \cdot l_V},$$

bzw. bei den Versuchen mit nichtaufgeschlitzten Stählen (voller Stabquerschnitt) und $l_V = 16 \text{ cm} \hat{=} 10 \cdot d$

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_{\text{emax}} \cdot \pi \cdot d^2}{4 \cdot \pi \cdot d^2 \cdot 10} = \frac{\sigma_{\text{emax}}}{40},$$

wobei σ_{emax} die zum Verbundbruch führende Stahlspannung im mittleren, verbundfreien Teil des Bewehrungsstabes bedeutet.

Bei der Auswertung der Versuchsergebnisse sind zusätzlich noch die aus der Kolbenvorlast und dem Balkeneigengewicht herrührende Beanspruchungen Z_V zu berücksichtigen. Diese betragen:

a) Aus Eigengewicht des Balkens	$Z \sim 75 \text{ kp,}$
b) aus Kolbengewicht einschließlich der Stahlteile ca. 260 kp x 1,18	$Z \sim 305 \text{ kp,}$
c) aus statischer Vorlast 500 kp x 1,18	$Z = 590 \text{ kp}$
insgesamt:	$\underline{\underline{Z_V = 970 \text{ kp}}}$

(Vgl. Zusammenstellung Anlage 37).

6.7 Versuchsergebnisse

6.7.1 Übersicht

Es wurden insgesamt 9 Balkenserien $\hat{=}$ 27 Balken mit den Abmessungen $l/d/b = 1,16 \text{ m} \times 0,24 \text{ m} \times 0,15 \text{ m}$ hergestellt und geprüft. Davon hatten 15 Balken die in Anlage 33 a dargestellte Form der Biegehaft-Balken mit $10 \cdot d = 16 \text{ cm}$ Verbundlänge in jeder Balkenhälfte. Weitere $2 \times 6 = 12$ Versuchskörper wurden als geschlossene Balken a) mit durchgehender Bewehrung und b) mit Übergreifungsstößen von $l_u = 16$ bis 24 cm hergestellt.

Mit den ersten zwei Balkenserien - Balken B 1 bis B 6 - wurden zunächst einige Vorversuche durchgeführt, die nicht ausschließlich dazu dienten, die Fragen nach der Verbundtragfähigkeit und der Verbundspannungsverteilung zu klären, sondern auf den Versuchsaufbau, die Einstellung der Versuchsanlage und das Durchbiegungsverhalten der Balken bei verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten, Lasthöhen und Kraftfunktionen bezogen waren. Bei den folgenden Versuchen wurde dann unmittelbar nach der stets erforderlichen Kontrolle der DMS der auf das Versuchsziel gerichtete Hauptversuch durchgeführt, um Verfälschungen der Ergebnisse durch mehrfache Vorbelastungen zu vermeiden.

6.7.2 Versuchsziele

Die Ergebnisse der Balkenversuche sollten insgesamt Aufschluß über die folgenden Teilfragen geben, wobei zur Beantwortung der Fragen 1 und 2 die beam-tests (Biegehaftversuche) und der Fragen 3 und 4 die Versuche an geschlossenen Balken dienten:

1. Sind die Vor Versuchsergebnisse bezüglich der Verbundtragfähigkeit einfacher Ausziehkörper auf biegebeanspruchte Bauteile - speziell auf die Verankerungszonen in Balken - übertragbar?
2. Ändert sich die Verbundspannungsverteilung über die Einbettungslänge in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit und ergeben sich Unterschiede im Vergleich mit Ausziehkörpern?
3. Ist die Traglast von kurzen Balken von der Belastungsgeschwindigkeit abhängig?
4. Ist die Tragfähigkeit eines Übergreifungsstoßes der Bewehrung von der Belastungsgeschwindigkeit abhängig?

6.7.3 Tragfähigkeit der Verankerungszone einer Balkenbewehrung in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit

Bild 25 zeigt die nach Abschnitt 6.6 ermittelten maximalen, bezogenen Verbundspannungen $x_{s,max}$ in Abhängigkeit von der Beanspruchungsgeschwindigkeit $v_\tau = \frac{d\tau}{dt}$ (= zeitliche Änderung der Verbundspannung). Zu beachten ist, daß gleiche v_τ -Werte sich nur dann aus gleichen Werten $v_P = \frac{dP}{dt}$ ergeben, wenn die Anzahl der Bewehrungsstäbe und damit die Verbundflächen die gleichen sind. Daher ist es sinnvoll, v_τ als Abszisse aufzutragen. In der Tabelle Anlage 37 ist die zahlenmäßige Berechnung zu Bild 25 durchgeführt.

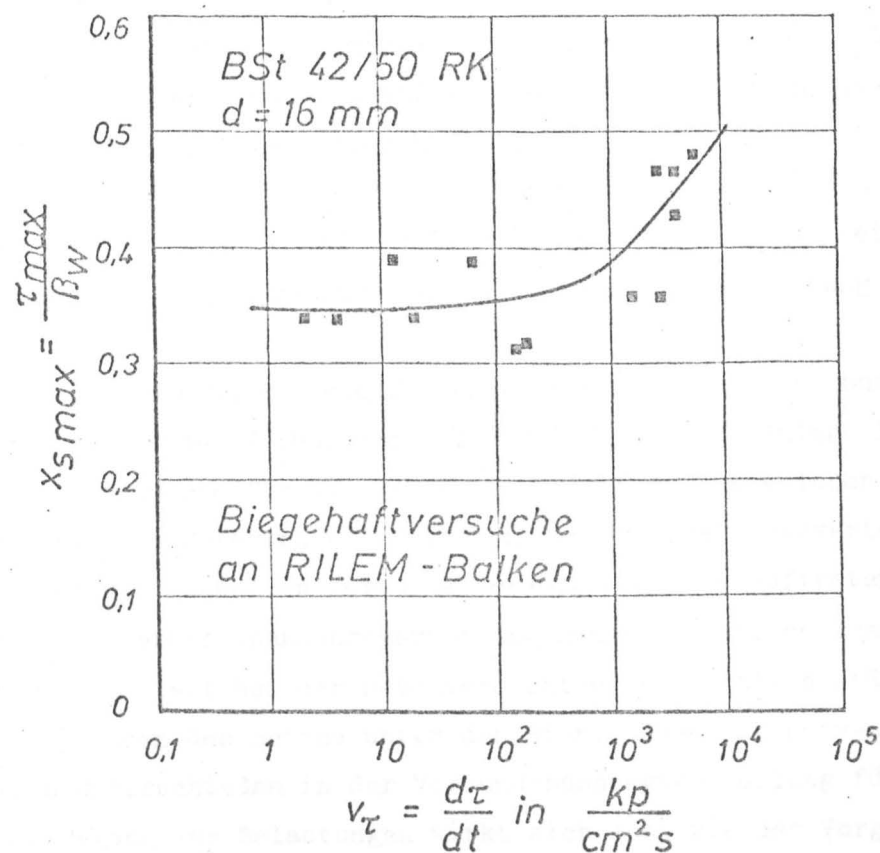


Bild 25: Maximale, auf die Betonfestigkeit bezogene Verbundspannungen x_s in Abhängigkeit von der Verbundbeanspruchungsgeschwindigkeit v_τ - im "Biegehaftversuch" ermittelt.

Der Anstieg der Ausgleichskurve nach Bild 25 entspricht dem Anstieg, der bei den Ausziehkörpern für die größeren Verbundlängen ($l_v = 112 \text{ mm}$) ermittelt wurde. Allerdings liegen die Zahlenwerte für $X_{S_{\max}}$ trotz der als Umschnürung anzusehenden engen Bügelbewehrung der Balken etwas niedriger als bei den umschnürten und nichtumschnürten Ausziehkörpern mit $l_v = 112 \text{ mm}$. Dies dürfte hauptsächlich eine Folge der quer zur Setzrichtung des Betons verlaufenden Stabrichtung beim Betonieren sein, wobei nach /8/ mit einer Tragfähigkeitsminderung des Verbundes zu rechnen ist (vgl. Anlage 4).

Insgesamt läßt sich feststellen, daß die Versuchsergebnisse der beam-tests den bei den Ausziehversuchen festgestellten Anstieg der Verbundtragfähigkeit mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit bestätigen und unter Berücksichtigung der Versuchsbedingungen auch quantitativ eine befriedigende Übereinstimmung zwischen Ausziehversuch und "Biegehafterversuch" besteht.

6.7.4 Einfluß der Lasthöhe und der Beanspruchungsgeschwindigkeit auf die Verbundspannungsverteilung der Bewehrungsverankerung

Mit Hilfe der im Stabkern angeordneten Dehnungsmeßstreifen konnte der Stahldehnungsverlauf in der Verbundzone registriert werden. Anlage 38 zeigt den Vergleich der Meßwerte für die Balken B 2 bis B 5, aus welchen keine charakteristischen Unterschiede zwischen den Stahldehnungsverteilungen der langsamen und der schnellen Versuche hervorgehen. Die auftretende Stahldehnungs- bzw. Verbundspannungsverteilung hängt vermutlich zum überwiegenden Teil von der Sorgfalt bei der Betonverdichtung ab. Örtlich stärker ausgeprägtes Absetzen des Betons unter den Stahlstäben muß notwendigerweise zu größeren Unterschieden in der Verbundspannungsverteilung führen. Auch die Höhe vorausgegangener Belastungen wirkt sich aus, wie der Vergleich der Balkenversuche 5/1 und 5/2 zeigt, und zwar derart, daß die Kraftübertragung beim Wiederholungsversuch sich zum unbelasteten Stabende hin verlagert, wenn die irreversiblen Verformungen der Betonkonsolen unter den Rippen in der Nähe der Krafteinleitung durch den vorangegangenen Belastungsvorgang entsprechend groß sind (Anlage 38).

In Übereinstimmung mit den Ergebnissen an Ausziehversuchen mit gleicher Verbundlänge ($l_v = 160 \text{ mm}$), vgl. Anlage 32, kann festgestellt werden, daß eine zunehmende Belastungsgeschwindigkeit auch bei hohen Laststufen keine wesentliche Veränderung in der Verbundspannungsverteilung bewirkt.

Anlage 39 zeigt auch, daß die Verbundspannungs-Verschiebungsbeziehungen sich bei höherer Belastungsgeschwindigkeit in gleicher Weise wie bei den Ausziehkörpern in Richtung der τ bzw. X_S -Achse verschieben, jedoch keine signifikante Neigungsänderung der τ - Δ -Kurven eintritt.

6.7.5 Traglasten kurzer Balken mit durchgehender Bewehrung in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit

Die hier beschriebenen Versuche zur Frage 3 des Abschnittes 6.7.2 (vgl. S. 55) können wegen ihrer geringen Anzahl nur als Tastversuche im Hinblick auf weitere Untersuchungen an praxisähnlichen Bauteilen angesehen werden.

Von den 6 Balken B 16 - B 21 wurden die Balken B 16 und B 19 langsam bis zum Bruch belastet (Lastanstiegszeiten 83 und 56 s für 25 Mp Sollkraft), um zunächst die Traglast unter annähernd statischen Belastungsbedingungen festzustellen. Anschließend wurden die Balken B 17 und 18 sowie B 20 und 21 den in der Tabelle 1 angegebenen schnellen Belastungen ausgesetzt. Bei B 17 und B 18 wurde dabei folgender Belastungsverlauf angestrebt: Von der im langsamen Versuch festgestellten Traglast P_{\max}^{stat} wurden zunächst 90% als Sollast mit einer Anstiegszeit im Millisekundenbereich vorgegeben und überprüft, ob diese Last 1 min getragen werden kann, was bei beiden Balken der Fall war. Anschließend wurde der Balken entlastet und mit einem zweiten Belastungsvorgang mit 25 Mp Lastvorgabe der Bruch herbeigeführt. Die dabei aufgenommene Höchstlast $P_{\text{ist max}}$ wurde als Traglast P_{\max}^{dyn} registriert und mit der zuvor am Balken B 16 ermittelten Traglast P_{\max}^{stat} verglichen. Bei B 20 und B 21 wurden als dynamische Sollast mindestens 100% der im langsamen Versuch festgestellten Traglast P_{\max}^{stat} vorgegeben.

Tabelle 1: Traglastversuche an kurzen Stahlbetonbalken

Balken Nr.	Querschnitt der Zug- bewehrung Fe (cm ²)	Beton- Prismen- festigkeit β_p (kp/cm ²)	Rechnerische Traglast ¹⁾ P_U (Mp)	B e l a s t u n g					Gemessene Traglast $P_V + P_{dyn}$ (Mp)	Verhältnis $P_{max}^{dyn} / P_{max}^{stat}$ 1)
				Versuch Nr.	Kraft- funktion P_{dyn} soll (Mp)	Belastungsgeschwindigkeit V_{Psoll} (Mp/s)	V_{Pist} (Mp/s)	Vorlast P_V (Mp)		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
B 16	4,0	243	17,1	1	25,0	0,30	0,29	500	22,5	-
B 17	4,0	243	17,1	1	$\frac{1 \text{ min}}{19,75}$	2370	150	500		-
"	"	"	"	2	25,0	3000	230	500	24,25	1,08
B 18	3,6	243	15,6	1	$\frac{1 \text{ min}}{19,75}$	2370	150	500		-
"	"	"	"	2	25,0	3000	250	500	23,6 2)	1,15
B 19	4,0	429	17,9	1	20,5	0,45	0,45	500	3)	-
"	"	"	"	2	25	0,45	0,45	500	22,9	-
B 20	4,0	429	17,9	1	22,4	2700	165	250	4)	-
"	"	"	"	2	26,3	3150	215	250	24,5	1,07
B 21	4,0	429	17,9	1	25	3000	~200	250	25,25 5)	1,10

1) einschließlich Vorlast P_V

2) im Verhältnis der rechnerischen Traglasten reduziert

3) Rißlast überschritten (3 Risse $\geq 0,2$ mm breit)

4) bleibende Durchbiegung $f_{m_{bl.}} = 9,5$ mm

5) nach 1 s Lasthaltung gebrochen

Die Balken versagten durch Überschreiten der Streckgrenze der Zugbewehrung.
Die rechnerische Traglast ergab sich aus dem aufnehmbaren Moment

$$M_U = b \cdot h^2 \cdot \mu \cdot \beta_s \left(1 - 0,5 \cdot \mu \cdot \frac{\beta_s}{\beta_w}\right) \quad (\text{nach /17/})$$

mit $b = 15 \text{ cm}$, $h = 21 \text{ cm}$ und $\beta_s = 4500 \text{ kp/cm}^2$

für die Balken B 16 und B 17

$$(F_e = 4,0 \text{ cm}^2, \mu = \frac{F_e}{b \cdot h} = 0,0127, \beta_w = 297 \text{ kp/cm}^2)$$

$$M_U = 3,42 \text{ Mpm} \rightarrow \underline{P_U = \frac{3,42}{0,4 \cdot 2} = 17,1 \text{ Mp}},$$

für den Balken B 18 (geschlitzte Stähle mit $F_e = 3,6 \text{ cm}^2$)

$$M_U = 3,11 \text{ Mpm} \rightarrow \underline{P_U = 15,6 \text{ Mp}}$$

und für die Balken B 19 - B 21

$$(F_e = 4,0 \text{ cm}^2, \mu = 0,0127, \beta_w = 536 \text{ kp/cm}^2)$$

$$M_U = 3,58 \text{ Mpm} \rightarrow \underline{P_U = 17,9 \text{ Mp.}}$$

Eine Überprüfung nach Heft 220 des DAfStb ergibt mit dem allgemeinen Bemessungsdiagrammen für den Rechteckquerschnitt im Bruchzustand eine erforderliche Bewehrung

$$F_{e_{\text{erf}}} = 4,05 \text{ cm}^2$$

bzw.

$$F'_{e_{\text{erf}}} = 1,57 \text{ cm}^2,$$

die mit der vorhandenen Bewehrung ($F_{e_{\text{vorh}}} = 4,02 \text{ cm}^2$ und $F'_{e_{\text{vorh}}} = 1,57 \text{ cm}^2$) übereinstimmt.

Die bei einer Lastanstiegsgeschwindigkeit von 0,30 - 0,45 Mp/s im Versuch gemessene Traglast $P_{\max \text{ stat}}$ lag um rd. 30% über den Rechenwerten, obwohl die bei der Stahlprüfung bei ca. 0,2 Mp/s ($\approx 1 \text{ kp/mm}^2/\text{s}$) festgestellte Streckgrenze des verwendeten Stahls mit $\beta_{\text{svorh}} = 4750 \text{ kp/cm}^2$ nur um rd 5% über dem angenommenen Rechenwert lag und die Betonfestigkeit beim vorliegenden Ausnutzungsgrad des Querschnittes nur einen untergeordneten Einfluß auf die Bruchlast hat. Die höhere Tragfähigkeit bei langsamer Belastung dürfte daher hauptsächlich auf die relativ starke Bügel- und konstruktive Längsbewehrung zurückzuführen sein (vgl. Anlage 34 b).

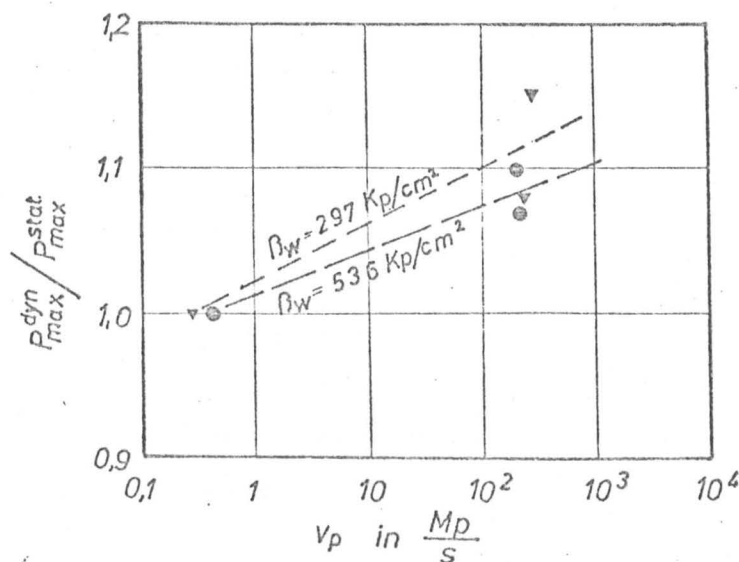


Bild 26:

Die Zunahme der Traglast bei einer bis zu 800-fach erhöhten Belastungsgeschwindigkeit, bezogen auf die gemessene Traglast im langsamen Versuch.

Demnach scheint sich für die Balken mit der geringeren Betonfestigkeit eine etwas steilere Zunahme der Tragfähigkeit zu ergeben. Das geringere Betonalter beim Versuch (28 Tage, gegenüber 41 Tage bei dem hochfesten Beton) dürfte dabei keine Rolle gespielt haben. Eine genaue Differenzierung erscheint angesichts der wenigen Versuche problematisch. Im Rahmen dieser Untersuchungen kann daher nur generell festgestellt werden, daß schneller belastete Balken ausnahmslos eine höhere Tragfähigkeit besitzen. Die Steigerung der über 1 min nach schnellem Lastanstieg maximal tragbaren Dauerlast bewegt sich in der Größenordnung von 10%.

6.7.6 Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen der Zugbewehrung

Neben den Balken mit durchgehender Bewehrung wurden auch Balken mit Übergreifungsstoß in Feldmitte (Vollstoß) mit $l_{\text{Ü}} = 16$ und 24 cm untersucht.

Zusammen mit dem Balken B 16 - B 18 ($\beta_w = 297$) wurden die Balken B 22 - B 24 mit einer Übergreifungslänge $l_{\text{Ü}} = 16$ cm ($= 10 \cdot d$) sowie parallel zu den Balken B 19 - B 21 ($\beta_w = 536$ kp) die Balken B 25 - B 27 mit $l_{\text{Ü}} = 24$ cm hergestellt. Die Abmessungen sowie die konstruktive Bewehrung der Balken B 22 bis B 24 ($\beta_w = 297$ kp/cm²) und B 25 - B 27 ($\beta_w = 536$ kp/cm²) gehen aus Anlage 34 b hervor.

Der Prüfmodus entsprach den Balken mit durchgehender Bewehrung, jedoch konnten bei den Übergreifungslängen $l_{\text{Ü}} = 24$ cm nur 1 langsamer und 1 schneller Versuch gegenübergestellt werden, da bei Balken Nr. 26 eine Störung keine Auswertung gestattete.

In Tabelle 2 sind die Versuchsergebnisse zusammengestellt und in Bild 27 die Bruch-Lasten über der Belastungsgeschwindigkeit aufgetragen.

Tabelle 2: Tragfähigkeit von Zugbewehrungs-Stößen in Balken

Balken Nr.	Querschnitt der Zug- bewehrung F_e (cm ²)	Über- greifungs- länge $l_{\bar{u}}$ (cm)	Beton- festigkeit β_w ($\frac{kp}{cm^2}$)	B e l a s t u n g					Gemessene Traglast $P_{l\bar{u}}$ (Mp)	Bezogene ²⁾ Traglast $P_{l\bar{u}}/P_{stat}$ $P_{l\bar{u}max}$	Verhältnis $P_{l\bar{u}dyn}/P_{l\bar{u}stat}$
				Versuch Nr.	Kraft- funktion P_{dyn} (Mp) P_{soll}	Bel.-Geschwindigkeit		Vorlast P_v (kp)			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
B 22	4,0	16	297	1	25,0	0,30	0,30	1000	12,50	0,56	-
B 23	3,6	16	297	1	25,0	0,30	0,30	1000	11,50	0,56 ³⁾	-
B 24	3,6 ⁴⁾	16	297	1	9,35	11,25	70	1000	10,35 ⁵⁾	0,52	0,92
B 25	4,0	24	536	1	25,0	0,30	0,30	500	20,90	0,91	
B 26	- Istkraftanzeige ausgefallen, nicht auswertbar -										
B 27	4,0	24	536	1	17,75	2140	125	250		6) -	-
"	"	"	"	2	17,75	2140	125	250		6) -	-
"	"	"	"	3	17,75	2140	125	250		6) 7) -	-
"	"	"	"	4	25,0	3000	180	250	23,2	1,01	1,11

- 1) einschließlich Vorlast P_v
2) bezogen auf die Vergleichs-Traglast mit durchgehender Bewehrung bei langsamer Belastung nach Tabelle
3) bezogen auf die 15,6/17,1-fache gemessene Traglast von B 16 (rel. $P_{max}^{stat} = 20,50$ Mp)
4) Vorhandene Nutzhöhe $h = 20,6$ cm; Bezugstraglast $15,2/17,1 \cdot 22,5 = 20,00$ Mp
5) Nach 4 s Lasthaltung bei $(P_v + P_{dyn}) = 10,35$ Mp gebrochen
6) $P_{soll dyn} + P_v$ länger als 60 s gehalten
7) ca. 2 mm bleibende Durchbiegung f_m

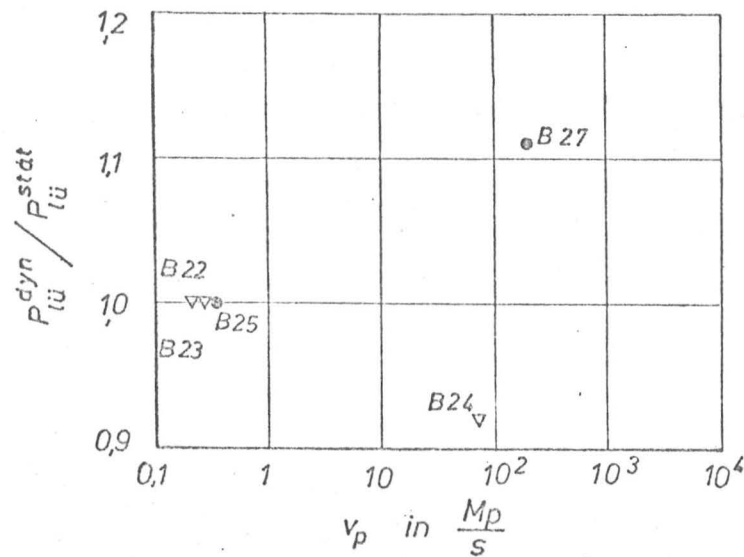


Bild 27

Die Versuche zeigen, daß bereits kleine Übergreifungslängen einen beträchtlichen Anteil der Last aufnehmen können, die vom Balken mit durchgehender Bewehrung getragen wird. Unabhängig von dem Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit stellt sich dies aufgrund der 5 auswertbaren Versuche wie folgt dar:

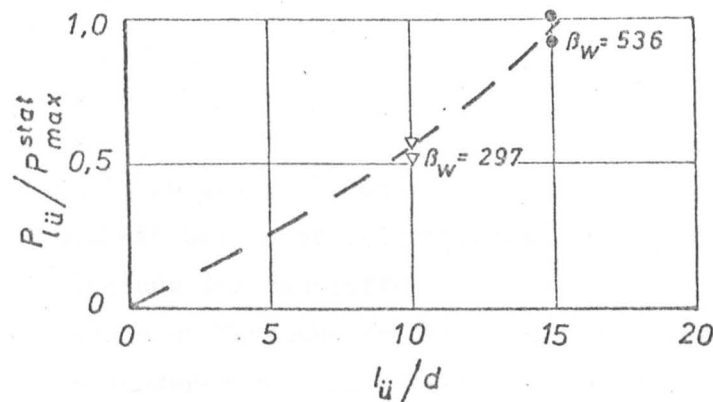


Bild 28

Insgesamt kann aufgrund der wenigen Versuche nicht gesagt werden, ob eine Steigerung der Traglasten von Balken mit gestoßener Zugbewehrung bei zunehmender Belastungsgeschwindigkeit generell zu erwarten ist.

Schon kleine Übergreifungslängen von $l_{ü} = 10 \cdot d$ bis $15 \cdot d$ können zwischen 50% und 100% der Traglast von Balken mit durchgehender Bewehrung übertragen.

Dies steht in Übereinstimmung mit der in Abschnitt 5 gemachten Feststellung, daß von längeren Einbettungsstrecken zugbeanspruchter Stäbe jeweils nur der vordere Teil voll beansprucht wird, während der mehr als $15 \cdot d$ (bei einem Stabdurchmesser von 16 mm) von der Krafteinleitung entfernt liegende Stabteil praktisch keine Verbundkräfte zu übertragen hat.

7. Versuche zur Ermittlung der Materialfestigkeiten bei extremer Kurzzeitbeanspruchung

7.1 Bisher bekannte Gesetzmäßigkeiten

Bei der Bemessung von Schutzbauten des verstärkten Schutzes werden nach /17/ für den Lastfall Luftstoß erhöhte Materialspannungen zugelassen, die beim Beton eine 1,25-fache und beim Betonstahl eine bis zu 1,36-fache Festigkeitssteigerung bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten voraussetzen.

Diesen Annahmen liegen experimentelle Untersuchungen insbesondere amerikanischer Forscher zugrunde /14/, von denen die am häufigsten zitierten Ergebnisse in Anlage 40 wiedergegeben sind. Allerdings differieren die Angaben verschiedener Forscher zur Frage der Festigkeitssteigerung z.T. erheblich, was u.a. auf die recht unterschiedlichen Prüfverfahren zurückzuführen ist.

7.2 Eigene Versuche

Da als Ursache für die in diesem Forschungsvorhaben festgestellte Erhöhung der Verbundtragfähigkeit bei hoher Belastungsgeschwindigkeit in erster Linie die Festigkeitssteigerung der Baustoffe Beton und Stahl in Betracht gezogen werden mußte, sollten auch Versuche an Beton- und Stahlproben durchgeführt werden, wobei als besonderer Vorteil dieser Untersuchungen gelten kann, daß zur Erzeugung der schnellen Kurzzeitbelastung in allen Versuchen das gleiche Gerät - die in Abschnitt 2 beschriebene Hydropulsanlage - verwendet wurde.

7.2.1 Festigkeitsprüfungen kleiner Stahlproben

Die Prüfung der Festigkeit und deren Anstieg mit der Belastungsgeschwindigkeit geschah an Stahlproben von 5 mm Durchmesser, die aus Bewehrungsstählen \varnothing 16 mm herausgearbeitet wurden. Die Proben waren insgesamt 65 mm lang, wobei zwischen den Gewinden zum Anschluß an die Belastungsvorrich-

tung auf ca. 40 mm Länge ein konstanter Stahlquerschnitt von $19,63 \text{ mm}^2$ vorhanden war. Auf dieser Strecke wurde zur Dehnungsmessung ein Klemmgeber (Hottinger Dehnwegaufnehmer DD1) mit einem maximalen Verschiebungsweg von 5,0 mm befestigt (s. Bild 29).

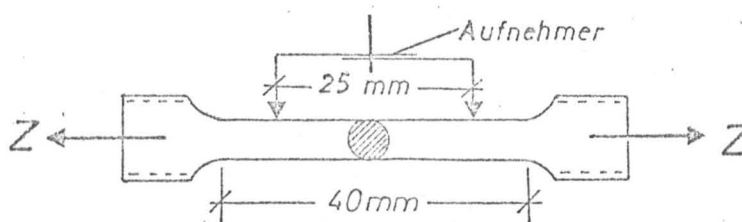


Bild 29: Stahl-Zugversuche

Während des Versuches wurden mit einem Lichtstrahl-Oszillografen der Gesamtweg des gezogenen Stabendes (= Kolbenweg der Prüfmaschine), die in der Kraftmeßdose zwischen Zugkolben und Prüfling gemessene Kraft, sowie die mit dem DD 1 - gemessene Dehnung kontinuierlich aufgezeichnet. Außerdem wurde bei allen schnellen Versuchen ein Beschleunigungsgeber auf der Kraftmeßdose befestigt, der jedoch nur bei abrupten Brüchen nach Überschreiten der Höchstspannung Beschleunigungen anzeigte, die auf momentan ungesteuertes Zurückschwingen des Kolbens in seine Endstellung deuten. Während des eigentlichen Zugversuches dürften also keine Massenkkräfte überlagert worden sein.

Von den drei untersuchten Bewehrungsstahlsorten - BSt 22/34, BSt 42/50 (K) und BSt 42/50 (U) - wurden je 6 bis 8 Proben geprüft. Die Auswertung ergab für alle Sorten die gleiche Tendenz, nämlich ein starkes Ansteigen der Streckgrenze β_s und ein geringeres Ansteigen der erreichten Höchstspannungen σ_{emax} , vgl. Anlagen 41 und 42. Außerdem zeigte sich ein Abfallen der Bruchdehnungen mit zunehmender Prüfgeschwindigkeit. Die Dehnungen bei Erreichen der Streck-

grenze scheinen dagegen bei allen Stählen nahezu konstant zu bleiben.

Zu den Vergleichsfestigkeiten bei statischer Belastungsgeschwindigkeit ist zu bemerken, daß die Materialeigenschaften - insbesondere des BSt 22/34 - sich infolge der Probenbearbeitung etwas veränderten (Verfestigung). Insofern ist die absolute Größe der Festigkeiten aller Sorten mit Vorsicht zu betrachten, was aber für die Tendenz der Geschwindigkeitsabhängigkeit prinzipiell nicht von Bedeutung ist.

7.2.2 Beton

Schon bei den ersten Vorversuchen zur Bestimmung der Betonfestigkeit bei höheren Belastungsgeschwindigkeiten wurde deutlich, daß wegen der relativ großen Versuchsstreuungen nur eine Versuchsserie mit möglichst einheitlicher Betonqualität und vielen Einzelkörpern zu einem befriedigenden Ergebnis führen kann.

Wegen der begrenzten Maximallast der Prüfanlage durften die Körper außerdem nicht zu groß sein, um auch bei hohen Geschwindigkeiten mit Sicherheit zum Bruch zu gelangen. Andererseits durften sie auch nicht zu klein sein, um das Verhältnis von Abmessungen zu Größtkorn einigermaßen wirklichkeitsnah zu halten.

Es wurden daher aus einem Satz von 6 Probewürfeln einer Betonmischung mit einem Größtkorn von 15 mm 3 Würfel (20 x 20 x 20 cm) nach 7 Tagen in jeweils 27 kleine Würfel von ca. 6,5 cm Kantenlänge zersägt, so daß 81 nahezu gleichwertige Prüflinge zur Verfügung standen, - wenn man davon ausgeht, daß die Rand- und die Kernzonen eines 20 cm-Würfels sich nicht wesentlich unterscheiden und beim Zersägen keine festigkeitsmindernden Beschädigungen herbeigeführt wurden.

Die Versuche wurden mit konstanter Verformungsgeschwindigkeit durchgeführt. Die Ausfallquote bei der Prüfung war gering. Nur drei Würfel zeigten ein unbefriedigendes, 78 Prüflinge dagegen ein bemerkenswert gleichmäßiges Bruchbild. Gemessen wurde jeweils Höchstlast und Kolbenweg; auf die Messung der Stauchungen wurde angesichts der kleinen Abmessungen verzichtet.

Die den Höchstlasten entsprechenden Bruchspannungen wurden in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit in Anlage 43 aufgetragen. Dabei wurde die Dehngeschwindigkeit aus der effektiven Verschiebungsgeschwindigkeit des Druckkolbens ermittelt.

Um zu versuchen, welchen Einfluß die mit dem Betonalter ansteigende Festigkeit auf den Festigkeitsanstieg als Funktion der Belastungsgeschwindigkeit hat, wurden ferner fünf Serien zu je 8 Würfeln nach 4, 7, 14, 28 und 56 Tagen geprüft, wobei jeweils 4 Würfel einer Serie als Einzelwürfel und vier weitere durch Zersägen von 20 cm-Würfeln (aus der gleichen Betonmischung) hergestellt wurden. Die unterschiedliche Art der Herstellung wirkte sich jedoch nicht aus.

Die erreichten Bruchspannungen in Abhängigkeit von der Dehngeschwindigkeit sind in Anlage 44 dargestellt.

Da neben den Höchstspannungen auch die Werte der Bruchdehnungen interessierten, wurden schlankere Prüfkörper untersucht, die das Anbringen von induktiven Wegaufnehmern im nicht querdehnungsbehinderten Bereich gestatteten. In drei Versuchsserien mit Betonwürfelfestigkeiten von 303, 341 und 524 kp/cm^2 wurden insgesamt 36 Betonzylinder von 28 cm Höhe und 7 cm Durchmesser geprüft. Zur Fixierung einer Meßstrecke im mittleren Bereich der Zylinder wurden jeweils zwei Aluminiumringe im Abstand von 10 cm am Beton befestigt, deren Abstandsänderung während der Belastung über 3 im Winkel von 120° montierte Aufnehmer registriert werden konnte (s. Bild 30).

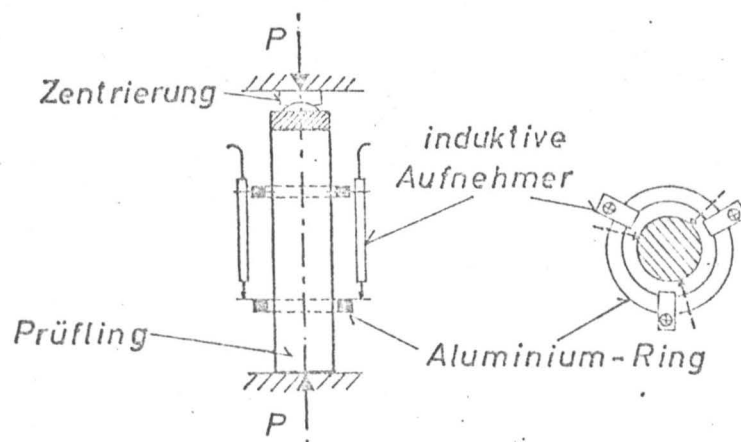


Bild 30

Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen sind in der Anlage 45 aufgetragen.

7.3 Ergebnisse

In /5/ werden die Ergebnisse der hier beschriebenen Festigkeitsuntersuchungen ausführlich diskutiert. Es wird daher an dieser Stelle als wichtigstes Resultat im Zusammenhang mit den Verbunduntersuchungen die augenfällige Übereinstimmung im Verlauf des Festigkeitsanstiegs erwähnt, wobei zu bemerken ist, daß ein direkter Vergleich lediglich deshalb schwierig ist, weil die Auszieh- und Balkenversuche mit konstanter Belastungsgeschwindigkeit, die Festigkeitsuntersuchungen jedoch mit konstanter Verformungsgeschwindigkeit durchgeführt wurden. Die Umrechnung der bei den Festigkeitsuntersuchungen vorgegebenen Dehnungsgeschwindigkeit in die Lastanstiegsgeschwindigkeit wurde über die in jedem Einzelversuch aufgezeichneten Ist-Kraft-Zeit-Funktion ermöglicht; sie ergab, daß der progressive Anstieg in den Spannungs-Geschwindigkeits-Diagrammen sowohl bei den Verbundversuchen als auch bei den Festigkeitsprüfungen etwa im gleichen Geschwindigkeitsbereich einsetzt.

Aufgrund dieser Ergebnisse kann der Zusammenhang zwischen der Betonfestigkeitssteigerung und dem Verbundtragfähigkeits-Anstieg bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten als erwiesen gelten.

8. Diskussion der Versuchsergebnisse

Vergleicht man die vor den einzelnen Versuchsabschnitten aufgestellten Zielsetzungen mit den Versuchsergebnissen, so läßt sich im einzelnen folgendes feststellen:

8.1 Zu den Verbund- und Festigkeitsuntersuchungen:

Die Versuche ergaben, daß sich der Anstieg der τ - Δ -Kurven ("Grundgesetze"), welcher die Verbundqualität eines Bewehrungsstabes charakterisiert, bei höherer Beanspruchungsgeschwindigkeit nicht wesentlich verändert. Es tritt jedoch eine Parallelverschiebung der τ - Δ -Kurven in Richtung der τ -Koordinate ein, d.h. bei gleichen Verbundspannungen treten geringere Verschiebungen auf. Das bedeutet, daß die zur Einleitung des Verbundbruches erforderliche Verformung erst bei einer höheren Verbundspannung erreicht wird. Die Verbundtragfähigkeit muß daher mit zunehmender Beanspruchungsgeschwindigkeit ansteigen, sofern wie bei den hier durchgeführten Versuchen der Verbundbruch bei annähernd gleichen Verschiebungen eintritt.

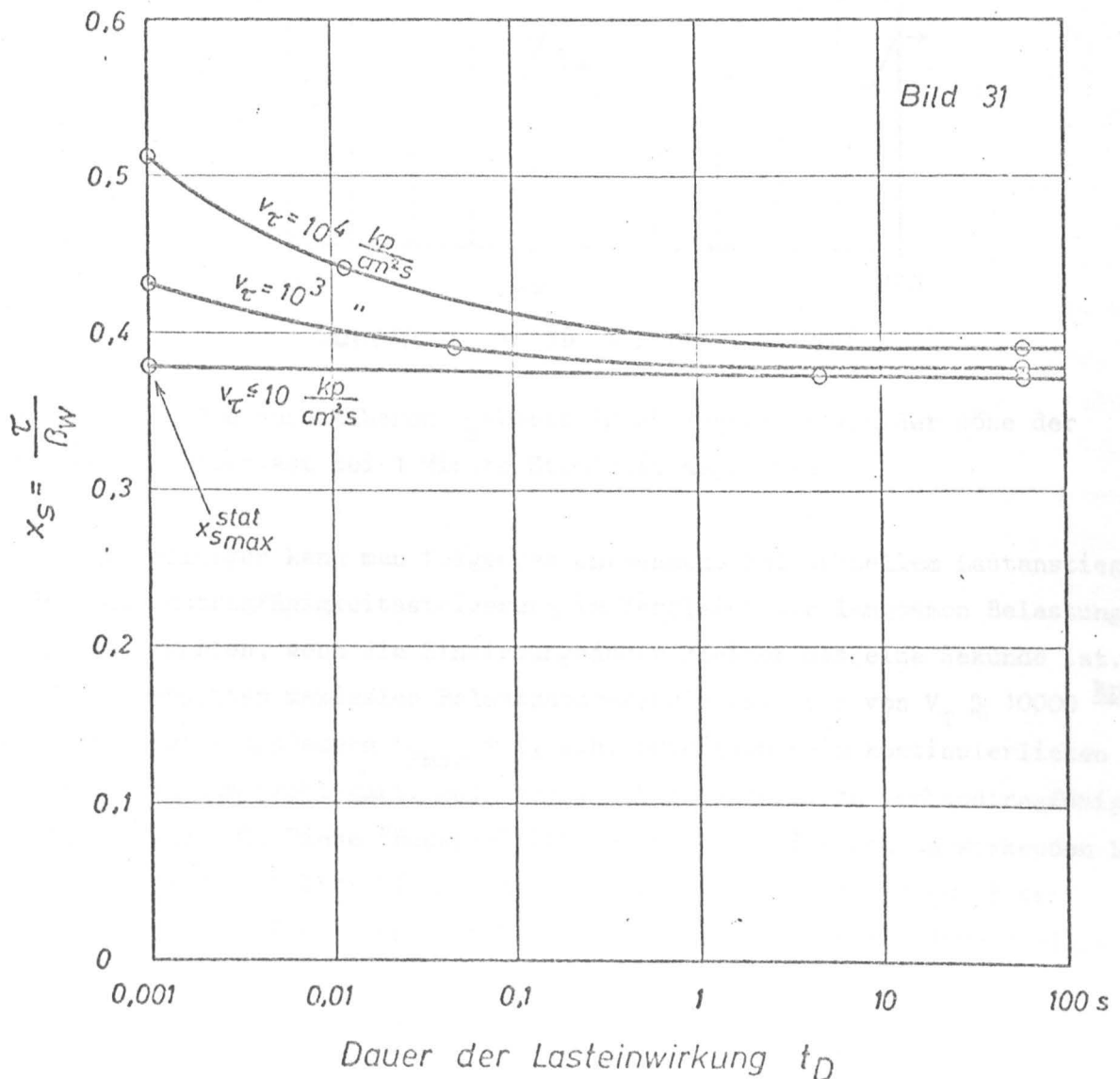
Dieser Anstieg wurde in zahlreichen Ausziehversuchen unter verschiedenen Versuchsbedingungen, Größenverhältnissen, Stahllarten und Betongüten nachgewiesen, obwohl nicht für alle Einflußgrößen gezielte Versuchsserien mit einer statistisch ausreichenden Anzahl von Einzelversuchen durchgeführt werden konnten.

Die Abhängigkeit der reinen Materialfestigkeiten von Beton und Stahl von der Beanspruchungsgeschwindigkeit konnte in /5/ mit einem dem Kriechen bzw. der Relaxation analogen Vorgang erklärt werden, der sich im Kurzzeitbereich abspielt.

Da die Verbundwirkung der Rippenstähle zum überwiegenden Teil auf dem Verformungswiderstand des Betons unter den Rippen beruht, kann die Zunahme $\tau(\dot{\epsilon})$ unmittelbar auf die Festigkeitszunahme des Betons und damit auf die gleiche Ursache zurückgeführt werden. Der Vergleich der Festigkeitsprüfungen mit den Ausziehversuchen zeigt, daß bei gleichen Lastanstiegszeiten bis zum Bruch erwartungsgemäß auch der gleiche Tragfähigkeitszuwachs auftritt.

Eine Ausnahme bildet der "glatte" Rundstahl BSt 22/34 GU, der auch bei Lastanstiegszeiten von nur wenigen Millisekunden keinen Tragfähigkeitsanstieg zeigte. Dagegen ergab sich beim BSt 42/50 RU (mit sichelförmigen Schrägrippen) ein besonders steiler Verbundtragfähigkeits-Anstieg sowie gegenüber dem BSt 42/50 (Rippentorstahl) auch um ca. 10% höhere Verbundspannungswerte. Letzteres ist in der um 10% größeren, bezogenen Rippenfläche f_R begründet ($f_{RRU} = 0,088$; $f_{RRK} = 0,079$), was man durch Auftragen der bezogenen Werte $X_R = \frac{f_{RRU}}{f_R} X_S \approx \frac{\tau}{f_R \cdot \beta_w}$ erkennt (s. Bild 10).

Wesentlich für die Ausnutzung der Verbundtragfähigkeitssteigerung bei kurzzeitiger Belastung ist die Einwirkungsdauer der Maximallast und die Höhe der anschließend zu tragenden Dauerlast. In Bild 15 wurden die X_S - V_T -Abhängigkeiten für jeweils drei verschiedene Belastungsfunktionen verglichen. Daraus gewinnt man den in Bild 31 dargestellten Zusammenhang zwischen der ausnutzbaren bezogenen Verbundspannung X_S und der Einwirkungsdauer der Maximallast.



wobei Belastungsgeschwindigkeiten von $V_{\tau} \leq 10 \frac{\text{kp/cm}^2}{\text{s}}$ $V_{\tau} = 1000 \frac{\text{kp/cm}^2}{\text{s}}$ und $V_{\tau} = 10\,000 \frac{\text{kp/cm}^2}{\text{s}}$ verglichen wurden.

Lastspitze bei anschließender Dauerlast > 60 s.

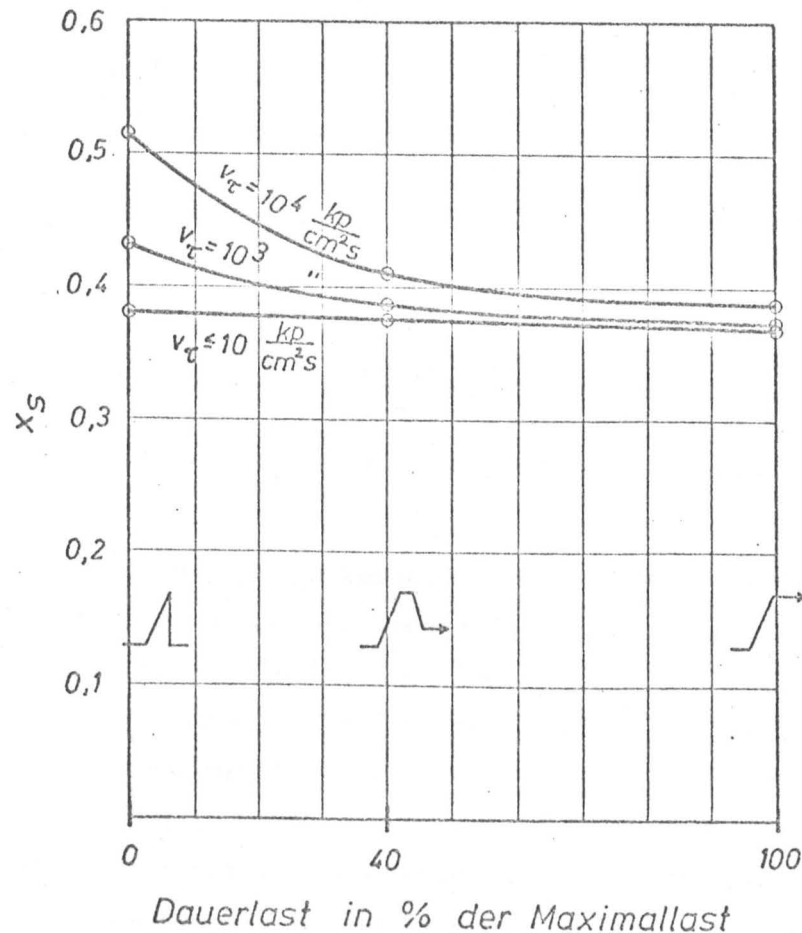


Bild 32

In Bild 32 sind die ausnutzbaren X_S -Werte in Abhängigkeit von der Höhe der anschließenden Dauerlast bei 1 Minute Standzeit angegeben.

Aus den Darstellungen kann man folgendes entnehmen: Bei schnellem Lastanstieg ist eine Verbundtragfähigkeitssteigerung im Vergleich zur langsamen Belastung nur dann zu erwarten, wenn die Einwirkungsdauer kleiner als eine Sekunde ist. Die hier untersuchten maximalen Belastungsgeschwindigkeiten von $V_{\tau} \approx 10000 \frac{\text{kp/cm}^2}{\text{s}}$ führen bei Einwirkungsauern $t_{P_{\max}} \rightarrow 0$, d.h. praktisch beim kontinuierlichen Lastanstieg bis zum (schlagartigen) Bruch, äußerstenfalls zu Verbundtragfähigkeitssteigerungen von 30%. Diese "Reserve" ist jedoch nur bei momentan wirkenden Lastspitzen mit sofortigem Lastabfall nutzbar. Bei einer Einwirkungsdauer der Spitzenlast von nur 10 ms kann bereits nur noch mit einer Verbundtragfähigkeitszunahme von ca. 10% gerechnet werden.

Es ist bemerkenswert, daß auch die mit langsamer, kontinuierlicher Laststeigerung (innerhalb von ca. 10 s bis zum Bruch) ermittelte Verbundtragfähigkeit bereits bei einer Einwirkungsdauer der Maximallast von 60 s nicht mehr voll ausnutzbar ist. Genauere Aussagen über den o.g. Kriech- bzw. Relaxationseffekt bei relativ kurzen Einwirkungszeiten sind jedoch aufgrund der wenigen vorliegenden Versuchsergebnisse im langsamen Geschwindigkeitsbereich nicht möglich.

8.2 Zu den Versuchen an balkenartigen Bauteilen

Der in Abschnitt 6 beschriebene "Biegehaft-Versuch" (beam-test) stellt eine versuchstechnische Alternative zum Ausziehversuch dar, wobei der wesentliche Unterschied darin besteht, daß die Bewehrungsrichtung senkrecht zur Richtung der äußeren Last verläuft.

Hier sollte der Frage nachgegangen werden, ob auch bei der indirekten Lasteintragung und der damit verbundenen Nebenwirkungen (Querkräfte, Auflagerpressungen, Biegespannungen) die infolge einer höheren Belastungsgeschwindigkeit zu erwartende Verbundtragfähigkeits-Steigerung in gleichem Maße wie beim Ausziehversuch auch im Auflagerbereich eines Balkens wirksam werden kann.

Wegen der geringeren Steifigkeit der Versuchsanordnung konnten bei den beam-tests nur Belastungsgeschwindigkeiten bis zu $V_T = 6 \cdot 10^3 \text{ kp/cm}^2\text{s}$ erreicht werden, während bei den Ausziehversuchen bis zu $V_T = 5 \cdot 10^4 \frac{\text{kp}}{\text{cm}^2\text{s}}$ möglich waren. Außerdem lagen die aus den Biegehaft-Versuchen ermittelten Verbundspannungen durchschnittlich niedriger als bei den Ausziehversuchen, obwohl die Verbundzone von einer starken Bügelbewehrung umschlossen war. Der Grund für die geringere Tragfähigkeit liegt eindeutig in der quer zur Setzrichtung des Betons verlaufenden Lage der Stäbe beim Betonieren.

Die hier durchgeführten Versuche zeigten jedoch, daß sowohl in Bezug auf die Geschwindigkeitsabhängigkeit als auch - unter Berücksichtigung der Lage der Stäbe - hinsichtlich der Größe der aufnehmbaren Verbundspannungen die bei den Ausziehversuchen gewonnenen Ergebnisse auf die Verankerungszone in Balken übertragbar sind.

Der bei den Balken mit durchgehender Bewehrung (voller Verbund) festgestellte Traglastzuwachs kann allein auf das geschwindigkeitsabhängige Verhalten des Bewehrungsstahls zurückgeführt werden, da der Bruch durch Überschreiten der Streckgrenze der Zugbewehrung eintrat. Bei den erreichten Belastungsgeschwindigkeiten von ca. 200 Mp/s ergibt sich im Stahl eine zeitliche Spannungsänderung von $\frac{d\sigma}{dt} = \dot{\sigma} \approx 0,5 \text{ Mp/mm}^2\text{s}$.

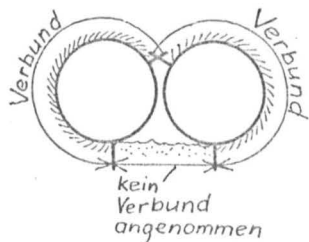
Für diesen Spannungsanstieg kann man aus der $\beta_s(\dot{\sigma})$ - Kurve des BSt 42/50 RK (vgl. Anlage 42) eine 1,1 - fache Streckgrenzenerhöhung ablesen, womit der Traglastzuwachs des Balkens erklärt ist.

Bei den Versuchen mit Übergreifungsstößen der Bewehrung in Feldmitte wurde bei einer Übergreifungslänge $l_u = 24 \text{ cm} = 15 \cdot d$ fast die Traglast der Balken mit durchgehender Bewehrung erreicht (vgl. Bild 28). Dabei wurde sowohl ein Schlupf der Stabenden von ca. 12 mm und eine nach dem Bruch vorhandene Übergreifungslänge von 24,6 cm festgestellt, was auf eine Stahldehnung von mindestens 12,5 - 25% bedeutet. Hier hat offensichtlich der Verbund die volle Stabzugkraft bis zur Streckgrenze tragen können, bevor wegen der großen Stahldehnungen und der zunehmenden Rißbildung größere Verschiebungen an den Stabenden eintraten.

Bei den Ausziehkörpern mit einer Verbundlänge von 48 cm wurde bereits festgestellt, daß nur eine Verbundlänge von ca. 24 cm (bei $d = 16 \text{ mm}$), d.h. nur eine Strecke von $l_v = 15 \cdot d$ beansprucht wird, wobei im letzten Drittel nur noch geringe Stahldehnungen bzw. Verbundspannungen auftreten. Bei den Balken muß jedoch wegen der im Übergreifungsbereich nebeneinanderliegenden Stäbe mit einer verringerten Verbundfläche gerechnet werden. Wenn man einen wirksamen

Stabumfang von $U_{\text{red}} = \frac{2}{3} \cdot \pi \cdot d$ annimmt, so würde sich eine über die Verbundlänge von 24 cm konstantbleibende mittlere Verbundspannung

$$\tau_{vm} = 166 \text{ kp/cm}^2,$$



bzw. ein bezogener Wert $x_{s \text{ max}} = 166/536 = 0,31$ ergeben, bei welchem auch in Ausziehkörpern - insbesondere bei hohen Betongüten - der Verbundbruch zu erwarten ist.

Diese Überschlagsrechnung zeigt, daß hier ein Grenzfall zwischen einem Bruch der Zugzone und einem Verbundbruch vorliegt. Außerdem ergibt sich auch hier eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Festigkeitsprüfungen und der Ausziehversuche, so daß von einer Übertragbarkeit der Grundlagenversuche auf die Verhältnisse in Balken gesprochen werden kann.

Daraus folgt insbesondere - trotz eines schlechteren Versuchsergebnisses bei Balken B 24, der als "Ausreißer" bezeichnet werden muß -, daß auch die Traglast biegebeanspruchter Balken mit zunehmender Belastungsgeschwindigkeit steigt.

Die Ausnutzbarkeit dieses Verhaltens ist allerdings bei der Bemessung von Bauteilen, wenn man die in Abschnitt 8.1 erörterten Einflüsse der Last-
einwirkungsdauer und der Höhe der nach einer Spitzenbelastung wirkenden Dauerlast auf biegebeanspruchte Bauteile überträgt, d.h. beispielsweise mit längeren Überdruckphasen bei Luftstoßbelastung oder mit Trümmerlasten rechnen muß, entsprechend den Darstellungen Bild 31 und 32 eingeschränkt. Zumindest sollten in dem Übergangsbereich zwischen der maximalen Tragfähigkeit bei einer Lasthaltezeit $t_D = 0$ und den "kritischen" Tragfähigkeiten bei längeren Standzeiten der vorgegebenen Höchstlast noch weitere gezielte Untersuchungen vorgenommen werden, wobei vermutlich ein größerer Versuchsaufwand nicht zu umgehen sein wird, wenn stets nur Erstversuche bei allen Belastungsfunktionen und Standzeiten für einen direkten Vergleich herangezogen werden sollen.

9. Zusammenfassung

In einem mehrjährigen Forschungsvorhaben ist das Verbundverhalten von Betonstählen, und zwar

- die Verbundtragfähigkeit durch Auszieh- und Biegehaftversuche
- das Festigkeits- und Verformungsverhalten von Betonstahl und Beton
- die Traglast biegebeanspruchter Balken mit und ohne Bewehrungsstoß in Feldmitte

in Abhängigkeit von Beanspruchungsgeschwindigkeit und Beanspruchungsdauer experimentell untersucht worden.

Für die Versuche wurde eine elektrohydraulisch geregelte Prüfmaschine verwendet, die bei Kräften bis zu 25 Mp eine absolute Verformungsgeschwindigkeit bis zu 760 mm/s gestattete. Die Beanspruchungsgeschwindigkeit umfaßte etwa 5 Zehnerpotenzen, wobei wegen der Abhängigkeit der Höchstgeschwindigkeit von der Steifigkeit der Probe, die folgenden Maximalwerte erreicht wurden:

Bei der Prüfung der einzelnen Baustoffe:	$2 \cdot 10^6$ kp/cm ² s,
bei den Verbunduntersuchungen:	$5 \cdot 10^4$ kp/cm ² s,
im Biegehaftversuch und an Balken:	$6 \cdot 10^3$ kp/cm ² s.

Die etwa 300 "Auszieh"-Versuche zum Studium des Verbundverhaltens wurden an zylindrischen Betonkörpern - mit einer nahezu einheitlichen Betondruckfestigkeit $\beta_w \sim 250$ kp/cm² - durchgeführt, in die Bewehrungsstähle von vorzugsweise 16 mm Stabdurchmesser mittig eingelassen waren. Variiert wurden u.a. Stahlart, Verbundlänge, Belastungsfunktion und Belastungsgeschwindigkeit. Für die 15 in Anlehnung an die von RILEM vorgeschlagenen Versuchsbedingungen durchgeführten Biegehaftversuche und die 12 Balkenversuche sind Versuchskörper mit $l = 100$ cm Stützweite und $d/b = 24/15$ cm Querschnitt gewählt worden.

Die Untersuchungen haben im wesentlichen zu folgenden Ergebnissen geführt:

1. Bei Betonstahl BSt 22/34 GU (glatter Rundstahl) ist die Verbundfestigkeit praktisch unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit.
2. Bei Rippenstählen BSt 42/50 RK und RU nimmt die Verbundfestigkeit im Bereich von Belastungsgeschwindigkeiten bis zu etwa $100 \text{ kp/cm}^2 \text{ s}$ nur unwesentlich, darüber hinaus jedoch progressiv zu. Bezogen auf die bei langsamer ("statischer") Laststeigerung erreichte Verbundfestigkeit beträgt die Steigerung bei einer Belastungsgeschwindigkeit von $10^4 \text{ kp/cm}^2 \text{ s}$ im Mittel etwa 20 bis 25%.
3. Der Zuwachs der Verbundfestigkeit entspricht nur dann einer gleich-hohen Verbundtragfähigkeit, wenn die Einwirkungs-dauer der Last in der Größenordnung der Lastanstiegszeit liegt ("Kurzzeitbeanspruchung"). Mit zunehmender Standzeit der Höchstlast verringert sich die Verbundtragfähigkeit. Bei Standzeiten von $t_D > 60 \text{ s}$ kann auch bei sehr schneller Lastaufbringung mit keinem nennenswerten Tragfähigkeitszuwachs mehr gerechnet werden.
4. Betondruckfestigkeit und Verbundfestigkeit hängen in gleicher Weise von der Belastungsgeschwindigkeit ab. Da die Verbundwirkung der Rippenstähle zum überwiegenden Teil auf dem Verformungswiderstand des Betons unter den Rippen beruht, kann die Zunahme der Verbundfestigkeit unmittelbar auf die Festigkeitszunahme des Betons mit wachsender Beanspruchungsgeschwindigkeit zurückgeführt werden.
5. Aus speziellen Messungen an Rippentorstählen mit $d = 16 \text{ mm}$ Durchmesser ergab sich, daß die Verbundspannungen nur über eine Länge von $l_v = 15 d$ übertragen werden, und zwar unabhängig von der Beanspruchungsgeschwindigkeit.
6. Bei Biegehaft-Körpern liegt die Bewehrung senkrecht zur Lasteintrags-richtung, wodurch Biegespannungen und Querkräfte auftreten können. Die durchgeführten Biegehaftversuche bestätigten die Ergebnisse der Ausziehversuche hinsichtlich Geschwindigkeitsabhängigkeit und aufnehmbaren Verbundspannungen und somit ihre Anwendbarkeit auf die Verankerungszone in Balken.

7. Der bei Balken mit durchgehender Bewehrung (voller Verbund) festgestellte Traglastzuwachs stimmt überein mit der bei gleicher Geschwindigkeit an kleinen Betonstahl-Zugproben festgestellten Streckgrenzen-Erhöhung. Auch bei den Balken mit gestoßener Bewehrung zeigte sich eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Festigkeitsprüfungen und der Verbundversuche, so daß insgesamt eine Übertragbarkeit der Verhältnisse auf biegebeanspruchte Balken angenommen werden kann.

Braunschweig, den 20. Dezember 1974

10. Bezeichnungen

a	Abstand der Lasteintragungspunkte bei Balkenversuchen
\bar{a}	mittlere Rippenhöhe
a_w	Ganghöhe der Umschnürungswendel
b	Querschnittsbreite
c	Rippenabstand
d	Nenndurchmesser des Betonstahls
d_w	Wendeldurchmesser der Umschnürung
d/b	Seitenverhältnis eines Rechteckquerschnitts
D	Durchmesser des Betonzylinders (Ausziehkörper)
E	Elastizitätsmodul
F_e	Querschnittsfläche der Zugbewehrung
F'_e	" " Druck "
F_R	Fläche des Rippenlängsschnitts
F_R	Projektion von F_R in Richtung der Stabachse
f_R	bezogene Rippenfläche nach DIN 488 ($\approx F_R/\pi \cdot d \cdot c$)
H	Höhe des Betonzylinders (Ausziehkörper)
l	Balkenstützweite
l_o	verbundfreie Vorlänge
l_{ij}	Übergreifungslänge eines Bewehrungsstoßes
l_v	Verbundlänge
M_U	aufnehmbares Moment eines Stahlbeton-Rechteckquerschnitts
P_U	rechnerische Traglast
$P_{lü}$	Traglast eines Bewehrungsstoßes
P_{ist}	Istkraft (gemessen)
P_{soll}	Sollkraft (Vorgabewert)
P_v	statische Vorlast
P_{dyn}	dynamische Zusatzlast (Sollwert)
s_b	Verschiebung am belasteten Stabende
s_u	Weg am unbelasteten Stabende (Schlupf)
t	Zeit
t_A	Anstiegszeit eines Belastungsvorganges
t_D	Dauer einer konstanten Lasteinwirkung

v_P	= dP/dt , zeitlicher Anstieg der äußeren Belastung P
v_Z	= dZ/dt , " " " Stabzugkraft Z
v_τ	= $d\tau/dt$, " " " Verbundspannung τ
W/Z	Wasser-Zement-Faktor des Betons
x_s	= τ/β_w , auf β_w bezogene, mittlere Verbundspannung
x_{smax}	maximale bezogene Verbundtragfähigkeit $\hat{=}$ Kurzzeit-Verbundfestigkeit
x_{skrit}	"kritische", bezogene Verbundspannung
$x_{so,1}$	bezogene Verbundspannung bei einer Verschiebung von $\Delta = 0,1 \text{ mm}$
Z	Zugkraft
β_p	Beton-Prismenfestigkeit
β_w	Beton-Würfeldruckfestigkeit (20 cm-Würfel)
β_s	Streckgrenze der Bewehrung
Δ	= s_u , Verschiebung des unbelasteten Stabendes (Schlupf)
ϵ_e	Stahldehnung
μ	Bewehrungsanteil F_e/F_b
τ	mittlere Verbundspannung in der Mantelfläche des eingebetteten Stabteils ($\hat{=}$ $Z/\pi \cdot d \cdot l_v$)
τ_{max}	maximal erreichte Verbundspannung
τ_{krit}	"kritische" Verbundspannung $\hat{=}$ Tragfähigkeit bei 60 s Lasthaltung
σ_e	Stahlspannung
σ_s	Streckspannung
σ_u	maximale Stahlspannung im σ - ϵ -Diagramm
σ_{Br}	Stahlspannung beim Zerreißen des Stahls
$\dot{\sigma}$	= $d\sigma/dt$, zeitlicher Spannungsanstieg

Weitere, gelegentlich benutzte Bezeichnungen sind im Text erläutert.

Wegen der Symbole für die Belastungsfunktionen vgl. Abschn. 5.3.2.

11. Literatur

- /1/ CERNICA, J. N., CHARIGNON, M. J.:
Ultimate Static and Impulse Loading of Reinforced Concrete Beams.
ACI-Journal, Sept. 1963, S. 1219 - 1228.
- /2/ EHM, H.:
Zu Fragen der Bemessung im baulichen Zivilschutz.
Beton- und Stahlbeton H. 6/1967, S. 139 - 144.
- /3/ FELDMANN, A., KEENAN, W. A. and SIESS, C. P.:
Investigation of Resistance and Behaviour of Reinforced Concrete
Members Subjected to Dynamic Loading.
Technical Report, University of Illinois, Urbana, Ill., 1962.
- /4/ HAMMER, J. G., DILL, A. F.:
Festigkeit von Materialien unter dynamischen Belastungen.
Ziviler Luftschutz 1958, Heft 2/3, S. 67 ff.
- /5/ HJORTH, O.:
Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens
von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten.
Dissertation, Braunschweig 1975.
- /6/ LEUTZ, H.:
Baulicher Katastrophenschutz; Sicherheit der Gebäude gegen
Explosionen, Sturm und Erdbeben.
Berichte aus der Bauforschung, H. 93, 1974, S. 141 - 144
- /7/ MARTIN, H.:
Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und
Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung.
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 228, 1973
- /8/ REHM, G.:
Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton.
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 138, 1961
- /9/ REHM, G.:
Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem
Verbund.
Rüsch-Festschrift, Verlag Wilh. Ernst & Sohn, 1969.
- /10/ REICHENBACH, H.:
Ergebnisse von Sprengversuchen an bewehrten Betonplatten.
Wissenschaftlicher Bericht Nr. 13/64, Ernst-Mach-Institut,
Freiburg, 1964.
- /11/ RILEM/CEB/FIP-Commission:
Essai portant sur l'adhérence des armatures du béton.
Materiaux et Constructions, Vol. 3 - No. 15, 1970.

- /12/ SORETZ, S.:
Versuche an Betonstahl mit Schlagzugbeanspruchung durch
Explosion.
Tor-Isteg Steel Corporation, Luxembourg, Selbstverlag, 1961.
- /13/ STANGENBERG, F.:
Berechnung von Stahlbetonbauteilen für dynamische Beanspruchungen bis zur Tragfähigkeitsgrenze.
Konstruktiver Ingenieurbau - Berichte aus dem Institut für
Konstruktiven Ingenieurbau der Ruhr-Universität Bochum,
Heft 16, 1973.
- /14/ WATSTEIN, D.:
Effect of Straining Rate on the Compressive Strength and
Elastic Properties of Concrete.
ACI-Journal 1953, S. 729 - 744.
- /15/ WEIGEL, G., STOTS, S.:
Sprengversuche an Schutzbauten der Regeltypen S 1 und
S 9 auf dem Gelände der Erprobungsstelle Meppen.
Wissenschaftlicher Bericht Nr. 4/63, Ernst-Mach-Institut,
Freiburg, 1963.
- /16/ WESCHE, K., KRAUSE, K.:
Der Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf Druckfestig-
keit und Elastizitätsmodul von Beton.
Materialprüfung 14 (1972), Nr. 7, S. 212/18.
- /17/ Schriftenreihe "Zivilschutz" Band 23 - Bautechnische
Grundsätze für Schutzraumbauten - Fassung April 1969
Zivilschutz-Verlag Dr. Ebeling KG, Koblenz

ANLAGEN

Einheitslänge $l_0 = 5 \text{ cm}$

1	0.00
2	0.05
3	0.10
4	0.15
5	0.20
6	0.25
7	0.30
8	0.35
9	0.40
10	0.45
11	0.50
12	0.55
13	0.60
14	0.65
15	0.70
16	0.75
17	0.80
18	0.85
19	0.90
20	0.95
21	1.00

Einheitslänge

$$L_E = 2 \cdot l_0$$

Einheitslänge

Einheitslänge

Versuche an geschlitzten Stahlstäben

Versuch I, $d = 16 \text{ mm}$, B St. 22/34
(glatter Rundstahl)
 $l = 40 \text{ cm}$

Dehnungsvergleich

bei $P_v + P_{stat} = 250 + 500 \text{ kp}$

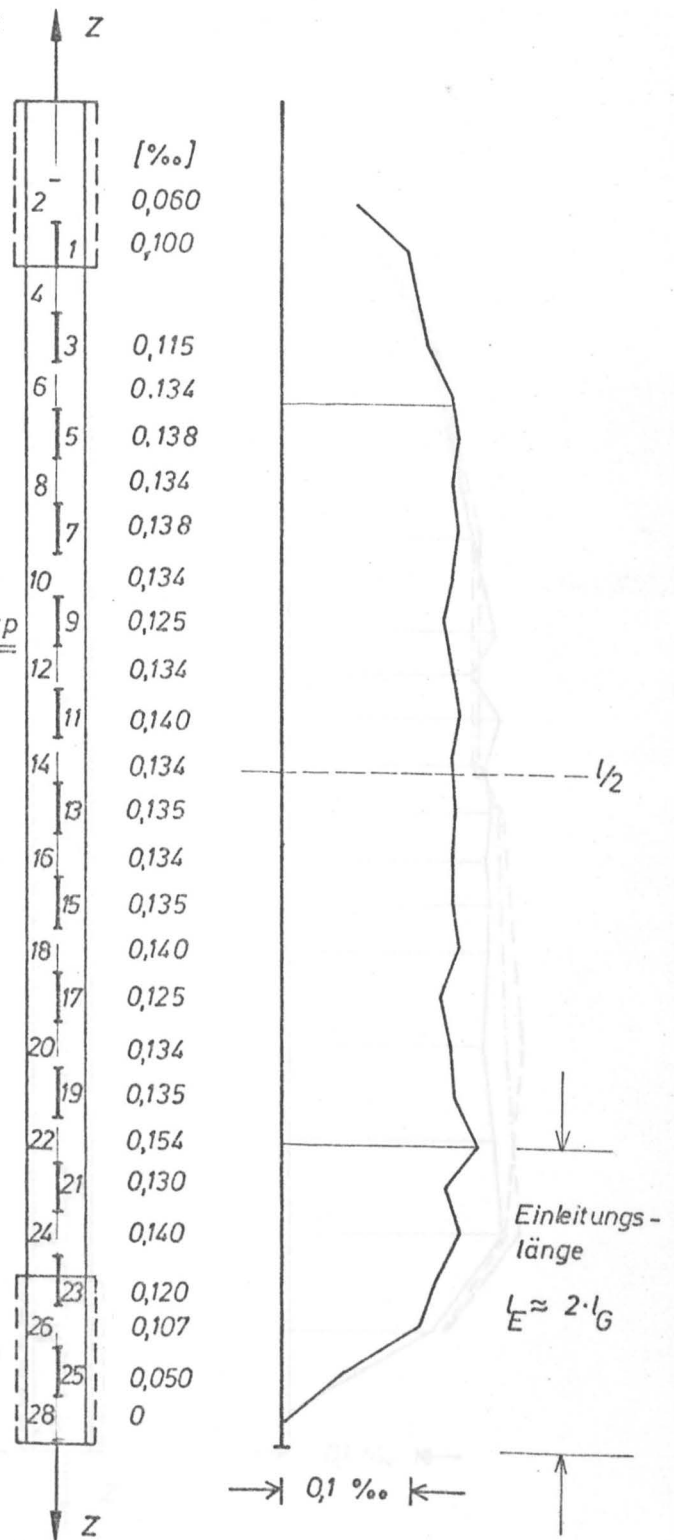
$$\epsilon_{mittel(6-22)} = 0,135 \text{ ‰}$$

$$F \approx 2,01 - 0,6 \cdot 0,3 \approx 1,83 \text{ cm}^2$$

$$E \approx 2,1 \cdot 10^6 \text{ kp/cm}^2$$

$$P_{stat} \approx 0,135 \cdot 1,83 \cdot 10^3 \cdot 2,1 = 518 \text{ kp}$$

Gewindelänge $l_G = 5 \text{ cm}$



Dehnungsverlauf bei statischer Belastung

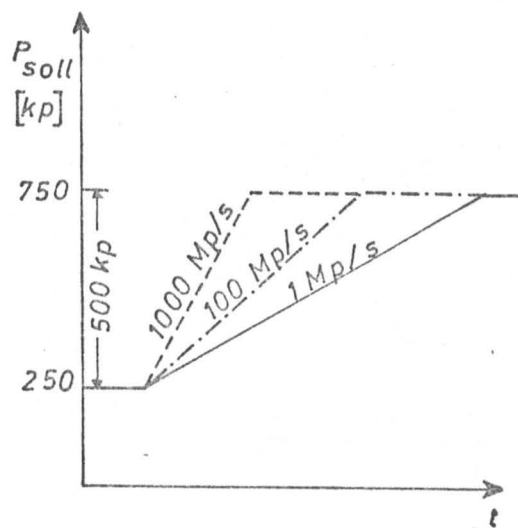
Versuche an geschlitzten Stahlstäben

Versuch II: $d = 16 \text{ mm}$, BSt. 22/34

(glatter Rundstahl)

$l = 40 \text{ cm}$

\int -Belastungsfunktion



Gewindelänge $l_G = 5 \text{ cm}$

Dehnungsverlauf bei unterschiedlichen Belastungsgeschwindigkeiten

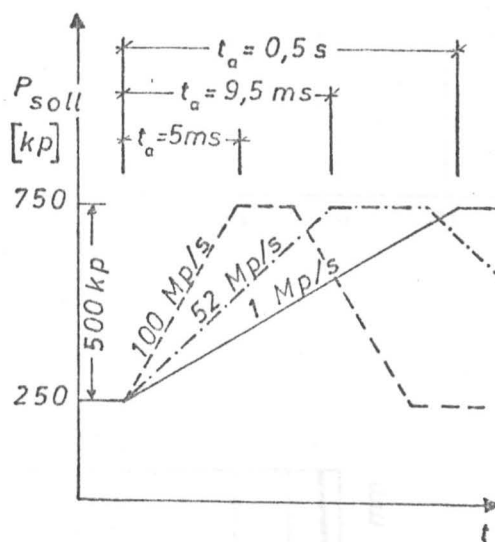
Versuche an geschlitzten Stahlstäben

Versuch III ; $d = 16 \text{ mm}$, BSt. 22/34

(glatter Rundstahl)

$l = 40 \text{ cm}$

\wedge -Belastungsfunktion

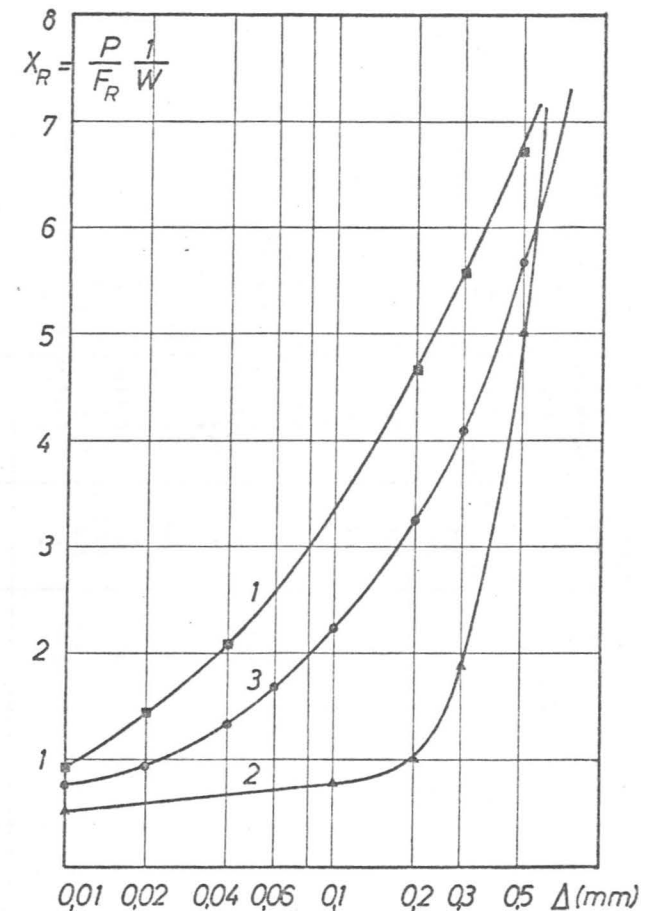
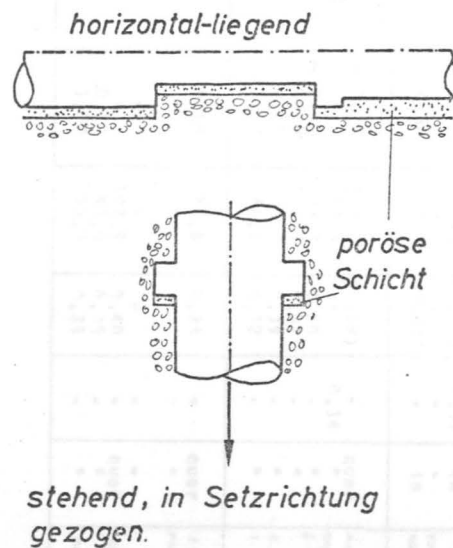
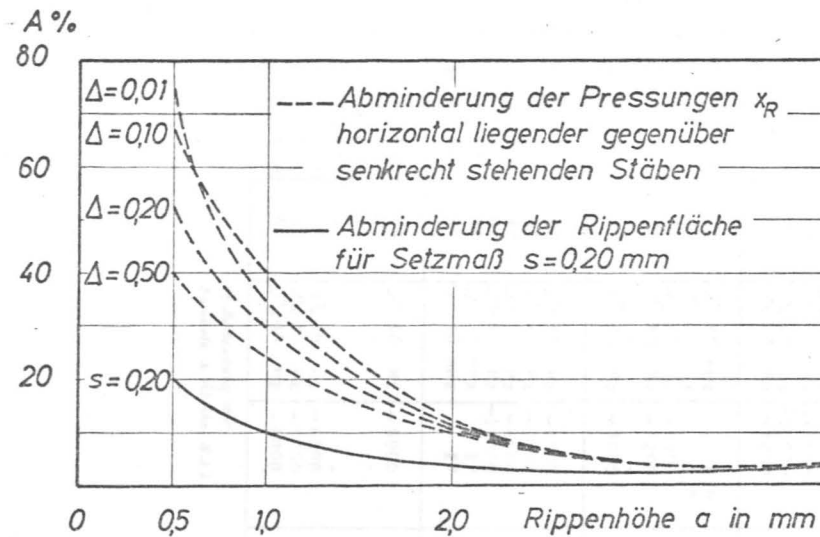


Gewindelänge $l_G = 5 \text{ cm}$

Ermittlung der maximalen Belastungs-
geschwindigkeit für \wedge -Funktionen

Einfluss der Lage beim Betondecken
bei einem Stab mit 1 mm Rippenhöhe
und 15 mm Rippenabstand
(entnommen aus [8])

stehend, in Setzrichtung
gezogen



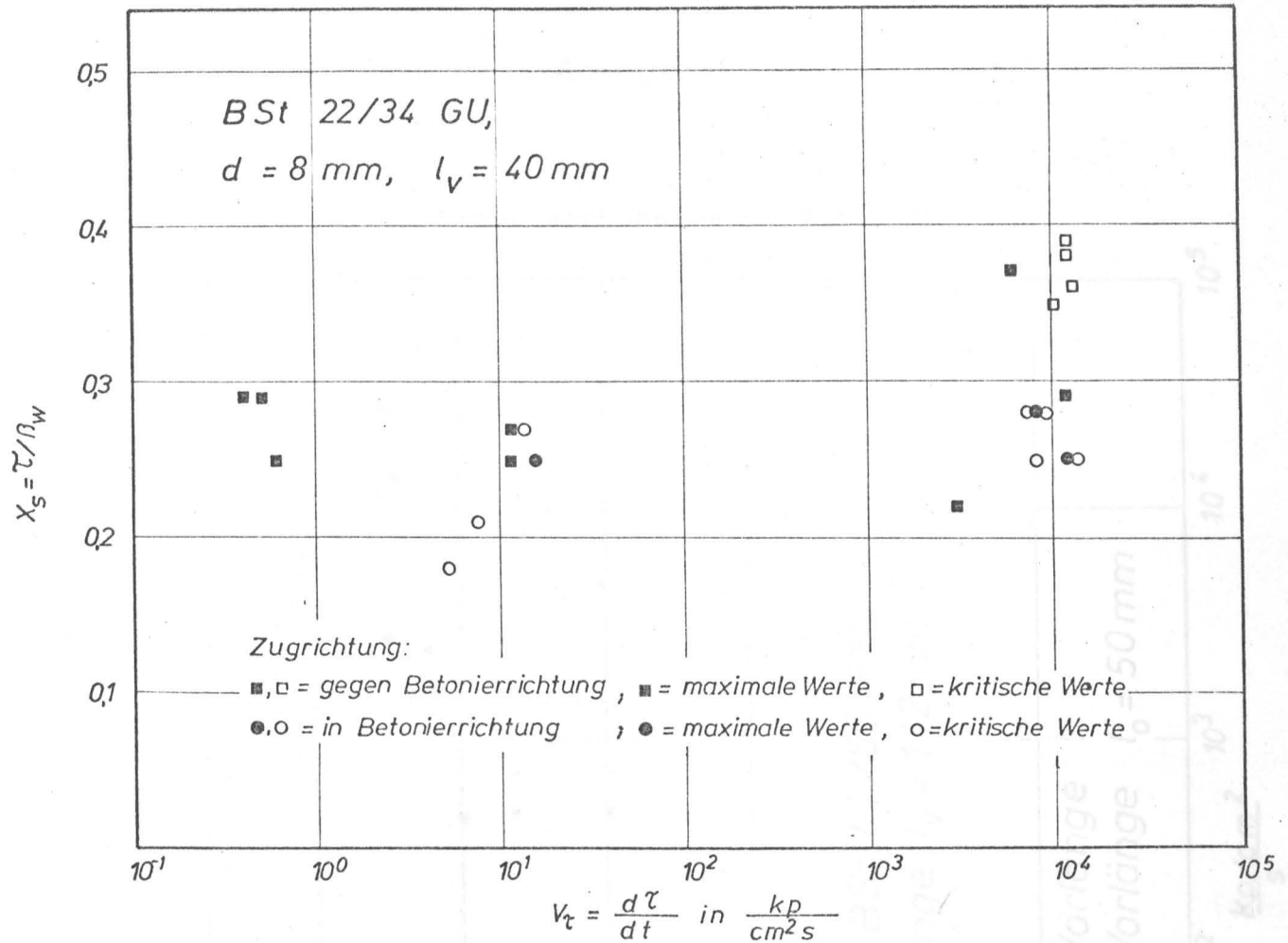
Einfluß der Lage beim Betonieren
bei einem Stab mit 1 mm Rippenhöhe
und 15 mm Rippenabstand
(entnommen aus [8])

Anlage 5

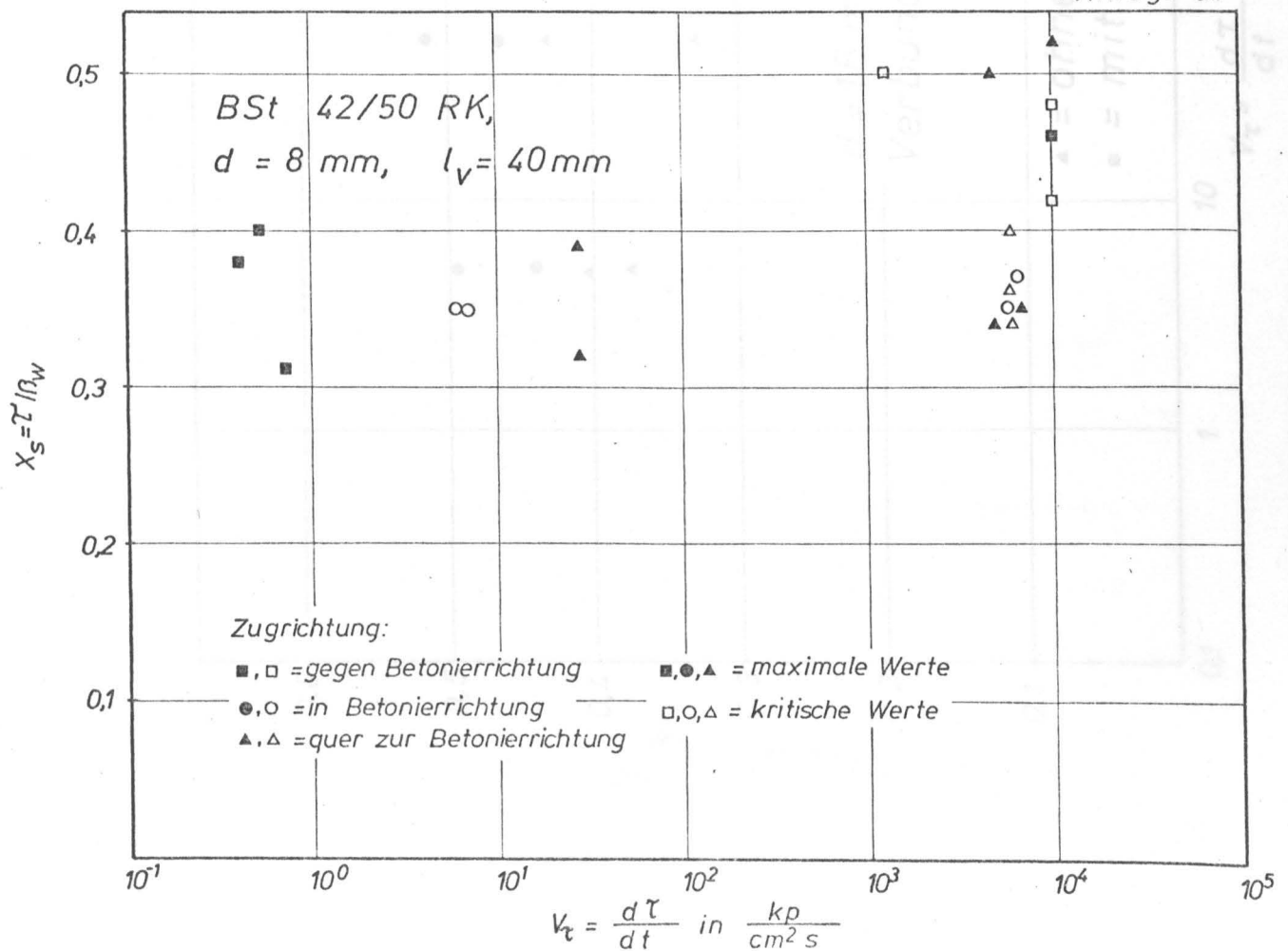
Vorversuche zu Abschnitt 3.2 : Einfluß der Setzrichtung des Betons in Ausziehkörpern

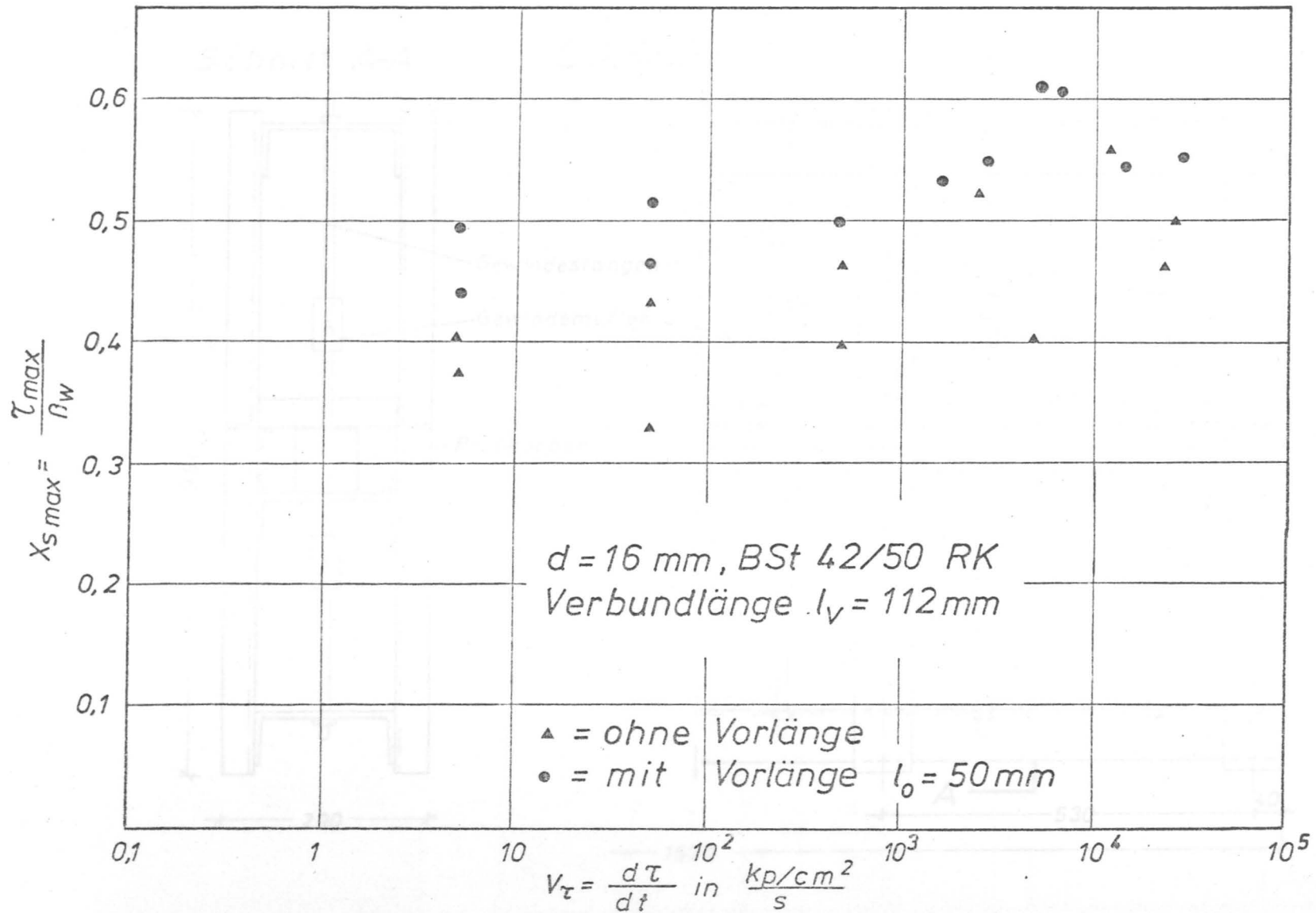
Stahlsorte und Betonfestigkeit		Prüfkörper	Verbundlänge l_v	Belastungsfunktion (Soll)	Ist-Kraftanstieg $\dot{v}_t = d\tau/dt$	Max. Last P_{max}	Krit. Last P_{krit}	Kolbenweg s_{bmax}	Verbundspannung $\tau = P/\pi d \cdot l_v$	Bezugene Verbundspannung $x_s = \tau/\beta_w$	Zugrichtg.	Bemerkung	
		Nr.	mm	*)	$\frac{kp}{cm^2}$ s	kp	kp	mm	kp/cm^2	x_{smax}	x_{skrit}		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
BSt. 22/34 GU	$\sigma_w = 257 kp/cm^2$	V2/ 1	40	4 mHz	0,4	750	-	0,40	74,6	0,29	-	gegen	2. Versuch Körper zerstört 2. Versuch
		V2/ 2	40	4 mHz	0,6	655	-	0,37	65,2	0,25	-	"	
		V2/ 3	40	20 Hz	3000	560	-	0,38	55,7	0,22	-	"	
		V2/ 4	40	4 mHz	0,5	750	-	0,30	74,6	0,29	-	"	
		V2/ 5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V2/ 6	40	20 Hz	6000	960	-	0,28	95,5	0,37	-	"	
	$\sigma_w = 257 kp/cm^2$	V2/ 7	40	40 Hz	~11000	-	1000	-	99,5	-	0,39	gegen	ausgezogen 1000 kp 9. Versuch 8. - 8. - 6. - 7. -
		V2/ 8	40	40 Hz	~10000	-	900	-	89,5	-	0,35	"	
		V2/ 9	50	40 Hz	~8000	-	800	-	63,7	-	0,25	in	
		V2/10	44	40 Hz	~9000	-	800	-	72,3	-	0,28	in	
		V2/11	43	40 mHz	5,0	-	500	-	46,3	-	0,18	in	
		V2/12	45	40 mHz	7,1	-	600	-	54,3	-	0,21	in	
	$\sigma_w = 261 kp/cm^2$	V2/13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Körper zerstört ausgezogen 1000 kp 2,8 s gehalten 1. Versuch ausgezogen 1000 kp Körper zerstört
		V2/14	60	60 Hz	~11300	-	1000	-	66,3	-	0,25	in	
		V2/15	56	0,1 Hz	13,5	1000	-	0,45	71,1	(0,27)	0,27	in	
		V2/16	53	0,1 Hz	14,3	875	-	0,40	65,7	0,25	-	in	
		V2/17	55	40 Hz	~8250	-	1000	-	72,3	-	0,28	in	
		V2/18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	$\sigma_w = 261 kp/cm^2$	V2/19	40	60 Hz	~11350	750	-	0,50	74,6	0,29	-	gegen	1. Versuch 10. Versuch 1. - 1. - 10. - vorzeitig zerstört
		V2/20	40	40 Hz	~11400	-	950	-	94,5	-	0,36	"	
		V2/21	40	60 mHz	11,4	700	-	0,60	69,6	0,27	-	"	
		V2/22	40	60 mHz	11,4	650	-	0,65	64,7	0,25	-	"	
		V2/23	40	40 Hz	~11000	-	1000	-	99,5	-	0,38	"	
		V2/24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
BSt. 42/50 RK (Rippentorstahl)	$\sigma_w = 221 kp/cm^2$	V2/25	40	4 mHz	~0,5	880	-	1,10	87,5	0,40	-	gegen	1. Versuch 1. - 1. - 9. - ausgezogen 1000 kp 5. Versuch
		V2/26	40	4 mHz	~0,4	845	-	> 1,20	84,1	0,38	-	"	
		V2/27	40	4 mHz	~0,7	690	-	> 1,00	68,6	0,31	-	"	
		V2/28	40	20 Hz	~10000	-	1060	0,93	105,4	-	0,48	"	
		V2/29	40	20 Hz	~10000	-	940	1,20	93,5	-	0,42	"	
		V2/30	40	4 Hz	~1200	-	1100	1,07	109,4	-	0,50	"	
	$\sigma_w = 221 kp/cm^2$	V2/31	40	60 mHz	6,0	775	~775	1,50	77,1	(0,35)	0,35	in	nach 8 s ausgezogen " 5 s " 1 s " 2 s vorzeitig zerstört nach 4 min nicht ausgezogen
		V2/32	40	60 mHz	6,0	775	~775	2,00	77,1	(0,35)	0,35	in	
		V2/33	40	60 Hz	~5900	775	~775	> 1,00	77,1	(0,35)	0,35	in	
		V2/34	38	60 Hz	~6200	775	~775	> 1,00	81,1	(0,37)	0,37	in	
		V2/35	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V2/36	40	40 Hz	~4000	775	-	0,30	(77,1)	(0,35)	-	in	
	$\sigma_w = 267 kp/cm^2$	V2/37	40	40 Hz	~6000	780	-	~0,20	(77,6)	(0,29)	-	quer	nach 3 Hrs nicht aus ausgezogen 1350 kp 2. Versuch (nach 0,1 s) " " 1. Versuch 1. Versuch
		V2/38	40	40 Hz	~6000	-	~900	-	94,5	-	0,34	"	
		V2/39	40	40 Hz	~4000	1340	-	~0,40	133,3	0,50	-	"	
		V2/40	40	40 Hz	~10000	1400	-	0,40	139,3	0,52	-	"	
		V2/41	40	60 mHz	27	1055	-	0,60	105,0	0,39	-	"	
		V2/42	40	60 mHz	27	865	-	1,10	86,1	0,32	-	"	
	$\sigma_w = 267 kp/cm^2$	V2/43	40	60 Hz	~5000	900	-	0,50	89,6	0,34	-	quer	1. Versuch vorzeitig zerstört " " " " gehalten " (Weg bloß) ausgezogen
		V2/44	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V2/45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
		V2/46	40	40 Hz	~6000	(1000)	-	-	107,5	0,40	-	quer	
		V2/47	40	40 Hz	~6000	(935)	-	0,60	93,0	0,35	-	"	
		V2/48	40	40 Hz	~6000	935	-	1,00	93,0	0,35	-	"	

*) Bedeutung der Symbole s. Abschn. 5.3.2.

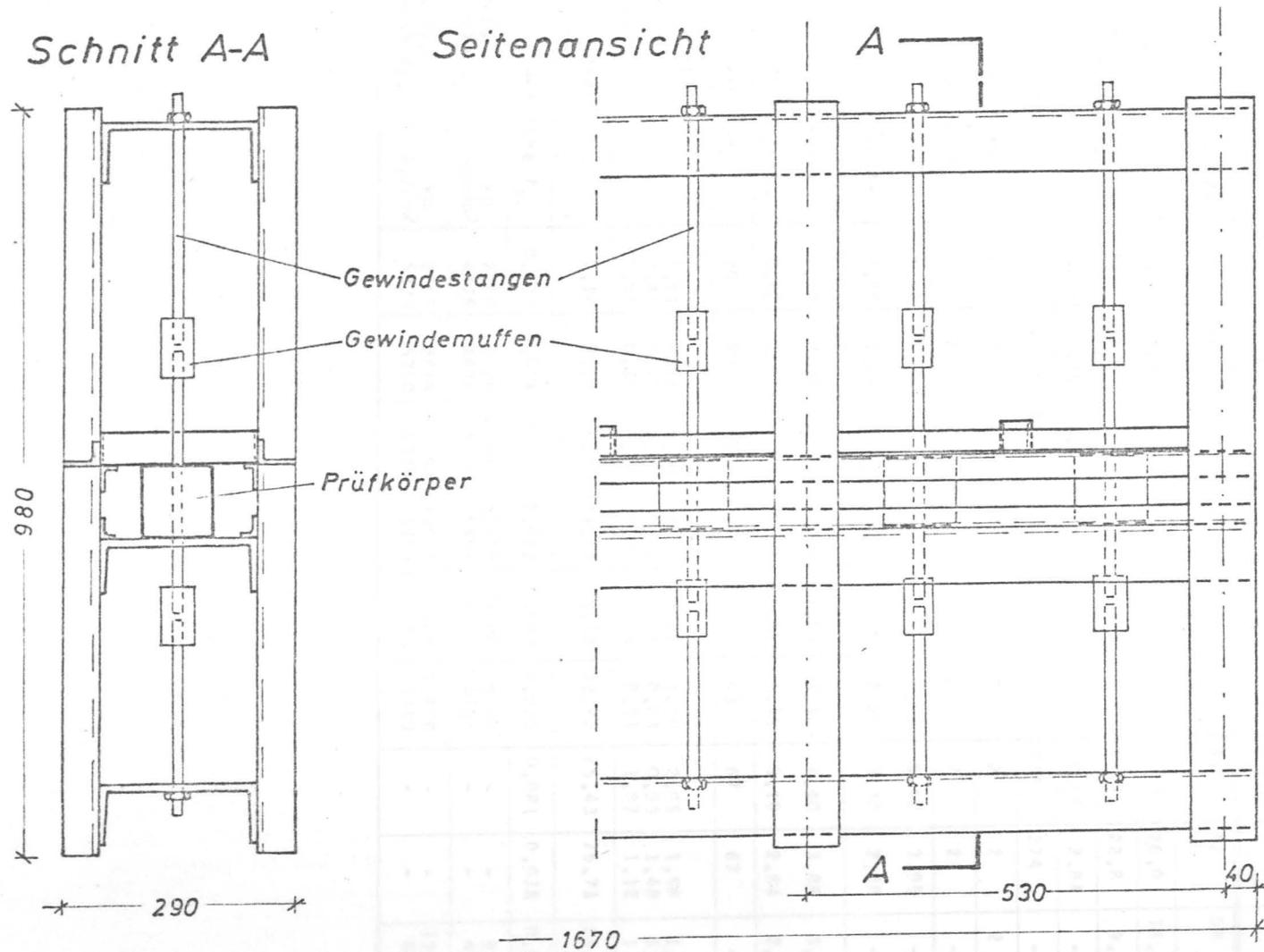


Anlage 6b





Betoniergestell für Ausziehkörper



Betonfestigkeiten

Versuchsreihe	Serien und Körper-Nr.	β_{w28} (gerüttelt)	β_{w56} (gestoicht)	W/Z - Faktor	Versuchsreihe	Serien und Körper-Nr.	β_{w28} (gerüttelt)	β_{w56} (gestoicht)	W/Z - Faktor
		$\frac{kp}{cm^2}$	$\frac{kp}{cm^2}$				$\frac{kp}{cm^2}$	$\frac{kp}{cm^2}$	
1	H1,1-6;	362	331	0,70	27	ZK,1-6;	325	253	0,70
2	H1,7-12;	378	287	0,70	28	ZK,7-12;	349	273	0,70
3	H2,1-6;H4,1-3;H7,1-3;	328	281	0,70	29	ZK,13-18;	348	271	0,70
4	H3,1-6;H4,7-9;H7,7-9;	338	286	0,70	30	ZK,19-24;	349	272	0,70
5	H2,7-12;H4,4-6;H7,4-6;	334	326	0,70	31	ZK,25-30;	364	284	0,70
6	H3,7-12;H4,10-12;H7,10-12;	307	217	0,70	32	ZK,31-36;	320	250	0,70
7	H5,1-3;H8,1-3;V2,1-12;	358	257	0,70	33	ZK,37-42;	356	278	0,70
8	H5,4-6;H8,4-6;V2,13-24;	322	261	0,70	34	ZK,43-48;	302	230	0,70
9	H5,7-9;H8,7-9;V2,25-36;	282	221	0,70	35	ZK,49-56;	296	261	0,70
10	H5,10-12;H8,10-12;V2,37-48;	333	267	0,70	36	ZK,57-62;	449	456	0,57
11	H6,1-3;H9,1-3;	329	226	0,70	37	ZK,63-68;	448	446	0,57
12	H6,4-6;H9,4-6;	340	262	0,70	38	ZK,69-74;	317	281	0,70
13	H6,7-9;H9,7-9;	331	284	0,70	39	ZK,75-80;	309	292	0,70
14	H6,10-12;H9,10-12;HZ,1-6;	328	226	0,70	40	ZK,81-86;	277	237	0,95
15	H10,1-3;H10,7-9;HZ,9;	261	195	0,70	41	ZK,87-92;	371	295	0,70
16	H10,4-6;H10,10-12;HZ,13-18;	322	236	0,71	42	ZK,93-95;DMS1-3	362	303	0,70
17	H11,1-3;H11,7-9;HZ,19-20;	267	200	0,70	43	DMS,4-6;	363	376	0,76
18	H11,4-6;H11,10-12;	327	266	0,70	44	X,1-6;	-	550	0,50
19	H12,1-3;H13,1-3;	346	281	0,70	45	X,7-12;	254	247	0,95
20	H12,4-6;H13,4-6;	350	263	0,70	46	XU,13-18;	-	331	0,70
21	H12,7-9;H13,7-9;	295	261	0,70	47	XU,19-24;	-	241	0,70
22	H12,10-12;H13,10-12;	335	277	0,70	48	X,25-27;XU,28-30;	261	246	0,95
23	H14,1-6;	351	266	0,70	49	XU,31-36;	245	248	0,95
24	H14,7-12;	356	260	0,70	50	XU,37-42;	261	261	0,95
25	H15,1-6;	306	256	0,70	51	Zylinder 50cm.+Würfel	334	343	0,87
26	H15,7-12;	366	256	0,70	52	Nr1-10;XU1-3;DMS1-3/80 Zylinder SerieI	316	5:185 13:225 33:303 170:377	0,80

Stahlprüfungen (Maße in mm)	Probe 1 (Ausziehversuche)	Probe 2 (Ausziehversuche)	Probe 3 konstruktive (Balkenbewehrung)	Probe 4 (Ausziehversuche)	Probe 5 (beam tests)	Probe 6 (Traglast Balken)	Probe 7 (Ausziehversuche)	Probe 8 (Ausziehversuche)	Probe 9 (Ausziehversuche)
Winkel zwischen Querrippe und Stabachse	42	42	42	43	43	43	41	42	58
Durchmesser [mm]	8,0	8,0	8,0	16,0	16,0	16,0	26,0	26,0	16,0
Abstand der Querrippen	7,6	7,6	7,6	15,9	15,9	15,9	22,7	22,8	9,3
Höhe der Längsrippe	1,00	1,15	1,10	1,80	2,00	2,05	2,88	2,84	-
Schlaglänge	99	99	99	175	175	175	272	274	-
Anzahl der Querrippen	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Anzahl der Längsrippen	2	2	2	2	2	2	2	2	-
Längsrippen ; Fußbreite	1,40	1,35	1,35	3,10	3,45	3,52	5,42	3,95	-
Kopfbreite	0,80	0,76	0,85	2,25	2,15	2,20	3,38	2,88	-
Querrippen Fußbreite	2,32	2,25	2,30	4,00	3,10	3,30	4,40	3,85	3,80
Kopfbreite	0,80	0,81	0,89	1,50	1,35	1,35	3,10	2,84	2,10
Länge der Querrippen	20	20	20	44	43	43	67	67	-
Höhe der Querrippen									
1/2	0,51	0,51	0,62	1,22	1,16	1,10	2,05	1,58	1,20
1/4	0,45	0,48	0,45	0,84	0,94	0,83	0,93	1,48	1,01
1/4	0,36	0,36	0,48	0,85	0,93	0,91	1,87	1,12	1,00
Längsschnitt der Querrippe F_R	7,10	7,30	8,27	33,73	35,12	32,82	85,43	75,71	24,15
bezogene Rippenfläche f_R	0,070	0,074	0,080	0,079	0,083	0,079	0,081	0,075	0,088
Zugkraft P_S kp	2280	2320	2280	11050	9500	9500	-	-	9100
Streckgrenze β_S kp/cm ²	4476	4436	4476	5496	4725	4725	-	-	4526
Zugkraft P_{Br} kp	2260	2675	2690	12050	11700	11600	-	-	13675
Bruchgrenze σ_{Br} kp/cm ²	5320	5350	5380	5993	5819	5769	-	-	6801

Prüfkörper- Bezeichnung	Verbundfläche Betonzylinder D/H Zugrichtung/Setz- richtung	Versuchsdatum Herstellungsdatum Druckfestigkeit W/Z-Faktor	Anlage(Mp) Steuerung Lastfunktion Soll-Anstiegs- zeit	Statische Vorlast dyn. Sollkraft Sollgeschw. v_{psoll} Kraftanstieg v_{pist}	Maximallast P_{max} $\tau = P/\pi \cdot d \cdot l_v$ $X_S = \tau/\beta_W$ $X_{S0,1} = \tau_{0,1}/\beta_W$	Maßstäbe der Oszillogr.- Aufzeichnung.	Zeile 1: Zeit [sec bzw. msec] " 2: P_{soll} [kp] " 3: P_{ist} [kp] vorh. Kolbenkraft " 4: s_b [mm] Weg am bel. Ende " 5: s_u [mm] " " unbel. "	Bemerkung
1	2	3	4	5	6	7	8	9
H 15/1 $\phi 16$, St. I $l_v = 160$ mm	$\pi \cdot \phi \cdot l_v = 80,4$ cm ² D/H = 17/16 cm gegen -	6.6.72 29.6.71 342 Tg. $\beta_W^{56} = 252$ kp/cm ² W/Z = 0,70	25 Mp K 6 Hz 83,3 msec	250 kp 1500 kp 18 Mp/sec "	1500 + 250 = 1750 $\tau_{krit} = 21,8$ kp/cm ² $X_S = 0,086$ $X_{S0,1} = 0,086$	50 msec/cm 625 kp/cm " 0,4 mm/cm 0,25 mm/cm	25 70 100 450 1260 1500 220 1150 1500 0,001 0,120 0,320 0 0,038 0,100	Werte konstant- bleibend bis zum Bruch nach 20 sec
H 15/2 $\phi 16$, St. I $l_v = 160$ mm	$\pi \cdot \phi \cdot l_v = 80,4$ cm ² D/H = 17/16 cm gegen -	6.6.72 29.6.71 342 Tg. $\beta_W^{56} = 252$ kp/cm ² W/Z = 0,70	25 Mp K 6 Hz 83,3 msec	250 kp 2000 kp 24 Mp/sec "	3. Versuch 2000 + 250 = 2250 $\tau_{krit} = 28,0$ kp/cm ² $X_S = 0,111$ -	50 msec/cm 625 kp/cm " 0,4 mm/cm 0,25 mm/cm	50 83 500 1200 2000 (2000) 1200 2000 (2000) 0,120 0,240 0,300 0 0,025 0,050	nicht ausgezo- gen. Körper bei der maximalen Belastung zerstört.
H 15/3 $\phi 16$, St. I $l_v = 160$ mm	$\pi \cdot \phi \cdot l_v = 80,4$ cm ² D/H = 17/16 cm gegen -	8.6.72 29.6.71 344 Tg. $\beta_W^{56} = 252$ kp/cm ² W/Z = 0,70	25 Mp K 60 Hz 8,3 msec	250 kp 1500 kp 180 Mp/sec ~150 "	2. Versuch 1500 + 250 = 1750 $\tau_{krit} = 21,8$ kp/cm ² $X_S = 0,086$ -	5 msec/cm 625 kp/cm " 0,4 mm/cm 0,25 mm/cm	5,0 10,0 15,0 20,0 50,0 300 1500 (1500) (1500) (1500) 65 720 1250 1450 1500 0 0,040 0,120 0,180 0,24 0 0,013 0,020 0,025 0,05	nach 10 sec ausgezogen
H 15/4 $\phi 16$, St. I $l_v = 160$ mm	$\pi \cdot \phi \cdot l_v = 80,4$ cm ² D/H = 17/16 cm gegen -	8.6.72 29.6.71 344 Tg. $\beta_W^{56} = 252$ kp/cm ² W/Z = 0,70	25 Mp K 60 Hz 8,3 msec	250 kp 1000 kp 120 Mp/sec ~100 "	1. Versuch 1000 + 250 = 1250 $\tau_{krit} = 15,5$ kp/cm ² $X_S = 0,062$ -	5 msec/cm 625 kp/cm " 0,4 mm/cm 0,25 mm/cm	6,0 8,5 13,5 20,0 50,0 720 1000 1000 (1000) (1000) 0 250 750 1000 (1000) 0 0 0,120 0,160 0,200 0 0 0,025 0,050 0,075	nach 15 sec ausgezogen
H 15/5 $\phi 16$, St. I $l_v = 160$ mm	$\pi \cdot \phi \cdot l_v = 80,4$ cm ² D/H = 17/16 cm gegen -	8.6.72 29.6.71 344 Tg. $\beta_W^{56} = 252$ kp/cm ² W/Z = 0,70	25 Mp K 60 Hz 8,3 msec	250 kp 1500 kp 180 Mp/sec ~160 "	2. Versuch 1500 + 250 = 1750 $\tau_{krit} = 21,8$ kp/cm ² $X_S = 0,086$ -	5 msec/cm 625 kp/cm " 0,4 mm/cm 0,25 mm/cm	5,0 8,5 12,5 17,5 50,0 900 1500 (1500) (1500) (1500) 160 625 1220 1500 1500 0 0,020 0,200 0,240 0,260 0 0 0,025 0,06 0,088	nach 8 sec ausgezogen
H 15/6 $\phi 16$, St. I $l_v = 160$ mm	$\pi \cdot \phi \cdot l_v = 80,4$ cm ² D/H = 17/16 cm gegen -	8.6.72 29.6.71 344 Tg. $\beta_W^{56} = 252$ kp/cm ² W/Z = 0,70	25 Mp K 60 Hz 8,3 msec	250 kp 1250 kp 150 Mp/sec ~100 "	1. Versuch 1150 + 250 = 1400 $\tau_{krit} = 17,4$ kp/cm ² $X_S = 0,069$ -	5 msec/cm 625 kp/cm " 0,4 mm/cm 0,25 mm/cm	5,0 8,0 16,0 22,5 50,0 750 1200 1250 (1250) (1250) 160 470 1150 1150 1150 0 0,02 0,140 0,200 0,400 0 0,001 0,013 0,050 0,225	nach 1 sec ausgezogen

Prüfkörper- Bezeichnung	Verbundfläche Betonzylinder D/H Zugrichtung/Setz- richtung	Versuchsdatum Herstellungsdatum Betonalter Druckfestigkeit W/Z - Faktor	Anlage (Mp) Steuerung Lastfunktion Soll-Anstiegs- zeit	Statische Vorlast dyn. Sollkraft Sollgeschw. v_{psoll} Kraftanstieg v_{pist}	Maximallast P_{max} $\tau = P/\pi \cdot \phi \cdot l_v$ $X_s = \tau/\beta_w$ $X_{s,0,1} = \tau_{0,1}/\beta_w$	Maßstäbe der Oszillogr.- Aufzeichnung.	Zeile 1 : Zeit [sec bzw. msec] " 2 : P_{soll} [kp] " 3 : P_{ist} [kp] vorh. Kolbenkraft " 4 : s_b [mm] Weg am bel. Ende " 5 : s_u [mm] " " unbel. "	25 Bemerkung
1	2	3	4	5	6	7	8	9
ZK 84 $\phi 16$, St. II $l_v = 112$ mm (120 mm)	$\pi \cdot \phi \cdot l_v = 69,3$ cm ² D/H = 17/16 cm gegen 40 mm	26.10.72. 24. 7. 72 124 Tg. $\beta_w^{56} = 237$ kp/cm ² W/Z = 0,95	25 Mp K √6 Hz 55,6 msec	250 kp 15000 kp 270 Mp/sec "	8500+250=8750 $\tau_{max} = 145$ kp/cm ² $X_s = 0,612$ $X_{s,0,1} = 0,36$	50 msec/cm 20,0 6,25 Mp/cm 5400 2,5 Mp/cm 4600 2 mm/cm 0,70 0,125 mm/cm 0,100		Zeitmaßstab zu klein Körper gespalten
ZK 87 $\phi 16$, St. II $l_v = 112$ mm	$\pi \cdot \phi \cdot l_v = 56,3$ cm ² D/H = 17/16 cm gegen 48 mm	26.10.72 31. 7. 72 117 Tg. $\beta_w^{56} = 295$ kp/cm ² W/Z = 0,70	25 Mp K √0,06 Hz 5,56 sec	250 kp 15000 kp 2,7 Mp/sec "	7500+250=7750 $\tau_{max} = 138$ kp/cm ² $X_s = 0,467$ $X_{s,0,1} = 0,340$	10 sec/cm 0,3 2,0 2,5 6,25 Mp/sec 810 5400 6750 " " " 6250 2 mm/cm 0,20 1,30 2,50 0,125 mm/cm 0,04 0,100 0,31		Körper gespalten
ZK 88 $\phi 16$, St. II $l_v = 112$ mm (113)	$\pi \cdot \phi \cdot l_v = 57,0$ cm ² D/H = 17/16 cm gegen 47 mm	27.10.72 31. 7. 72 118 Tg. $\beta_w^{56} = 295$ kp/cm ² W/Z = 0,70	25 Mp K √60 Hz 5,6 msec	250 kp 15000 kp 2700 Mp/sec ~1650 "	9000+250=9250 $\tau_{max} = 162$ kp/cm ² $X_s = 0,550$ $X_{s,0,1} = 0,327$	5 msec/cm 3,5 6,0 7,0 11,0 14,5 6,25 Mp/cm 9450 15000 (15000) (15000) (15000) 2,5 Mp/cm 1250 4600 5250 8100 9000 2 mm/cm 0 0,90 1,30 3,50 5,10 0,125 mm/cm 0 0,044 0,100 0,50 0,71		Körper gespalten
ZK 89 $\phi 16$, St. III $l_v = 112$ mm	$\pi \cdot \phi \cdot l_v = 56,3$ cm ² D/H = 17/16 cm gegen 48 mm	27.10.72 31. 7. 72 118 Tg. $\beta_w^{56} = 295$ kp/cm ² W/Z = 0,70	25 Mp K √60 Hz 5,6 msec	250 kp 15000 kp 2700 Mp/sec ~750 "	8750+250=9000 $\tau_{max} = 160$ kp/cm ² $X_s = 0,542$ $X_{s,0,1} = 0,202$	5 msec/cm 4,0 5,0 9,0 12,5 29,5 6,25 Mp/cm 10800 12500 (15000) (15000) (15000) 2,5 Mp/cm 2500 3100 5500 5420 8000 2 mm/cm 0,400 0,900 3,20 5,60 >15,0 0,125 mm/cm 0,025 0,100 0,60 1,0		Körper gespalten
ZK 90 $\phi 16$, St. III $l_v = 112$ mm (117)	$\pi \cdot \phi \cdot l_v = 58,2$ cm ² D/H = 17/16 cm gegen 43 mm	27.10.72 31. 7. 72 112 Tg. $\beta_w^{56} = 295$ kp/cm ² W/Z = 0,70	25 Mp K √6 Hz 55,6 msec	250 kp 15000 kp 270 Mp/sec ~160 "	9250+250=9500 $\tau_{max} = 161,6$ kp/cm ² $X_s = 0,548$ $X_{s,0,1} = 0,122$	20 msec/cm 12,0 14,0 20,0 26,0 56,0 105,0 110 6,25 Mp/cm 3240 3710 5400 7020 15000 (15000) (15000) 2,5 Mp/cm 1600 1870 2625 3125 5250 9250 0 2 mm/cm 0,50 0,70 1,40 2,50 - - - 0,125 mm/cm 0,05 0,100 0,33 0,63 - - -		Körper gespalten
ZK 91 $\phi 16$, St. III $l_v = 112$ mm	$\pi \cdot \phi \cdot l_v = 56,3$ cm ² D/H = 17/16 cm gegen 48 mm	30.10.72 31. 7. 72 121 Tg. $\beta_w^{56} = 395$ kp/cm ² W/Z = 0,70	25 Mp K √0,6 Hz 0,56 sec	250 kp 15000 kp 27 Mp/sec ~25 "	8000+250=8250 $\tau_{max} = 146,5$ kp/cm ² $X_s = 0,497$ $X_{s,0,1} = 0,271$	0,1 sec/cm 0,17 0,19 0,29 0,33 0,37 6,25 Mp/cm 4530 5130 7830 8910 9990 2,5 Mp/cm 4250 4900 7600 8500 ~0 2 mm/cm 1,00 1,30 3,50 4,70 - 0,125 mm/cm 0,10 0,15 0,55 0,83 -		nicht gespalten

Versuche zur maximalen Verbundfestigkeit, ermittelt mit $\sqrt{\quad}$ -Belastungsfunktionen

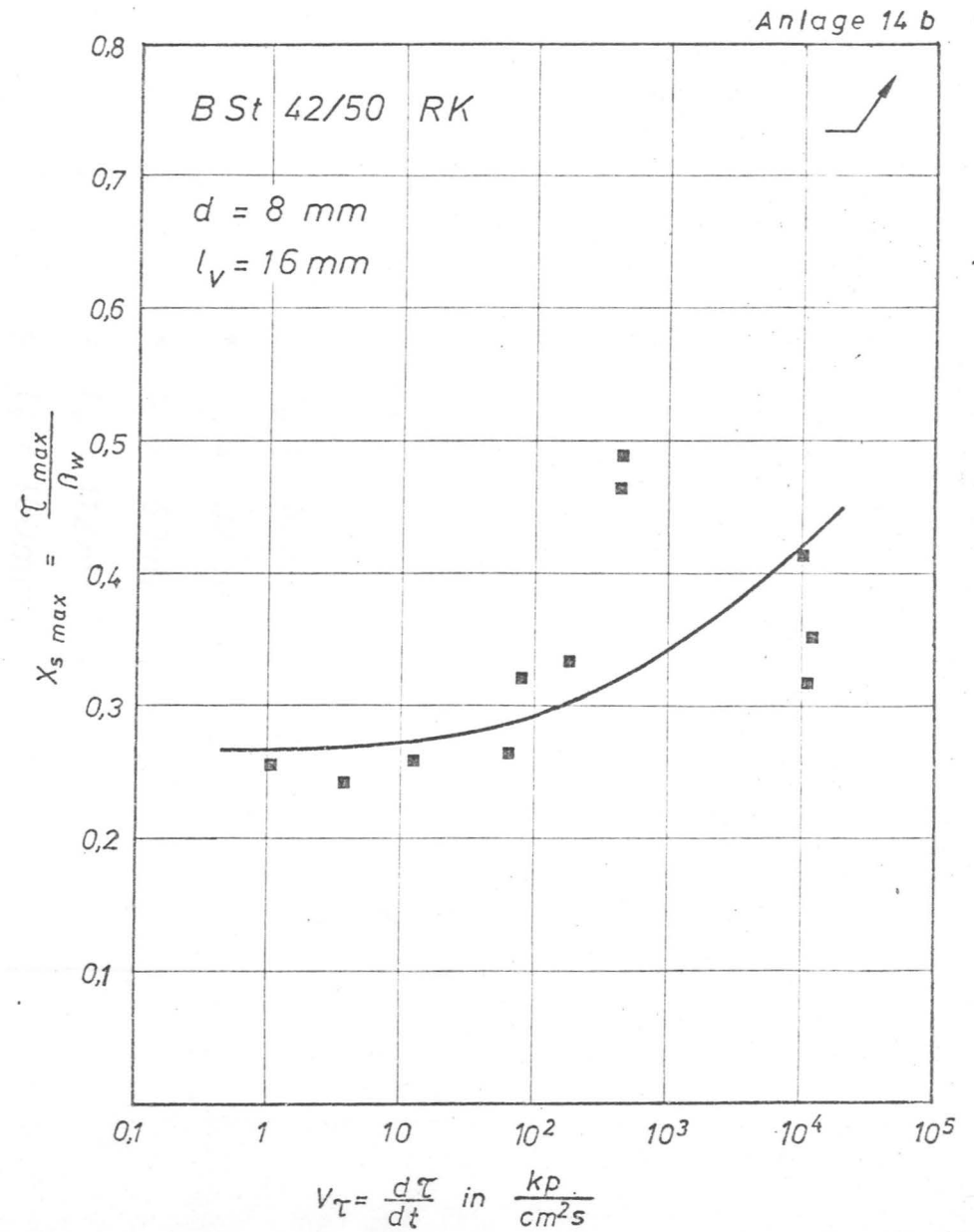
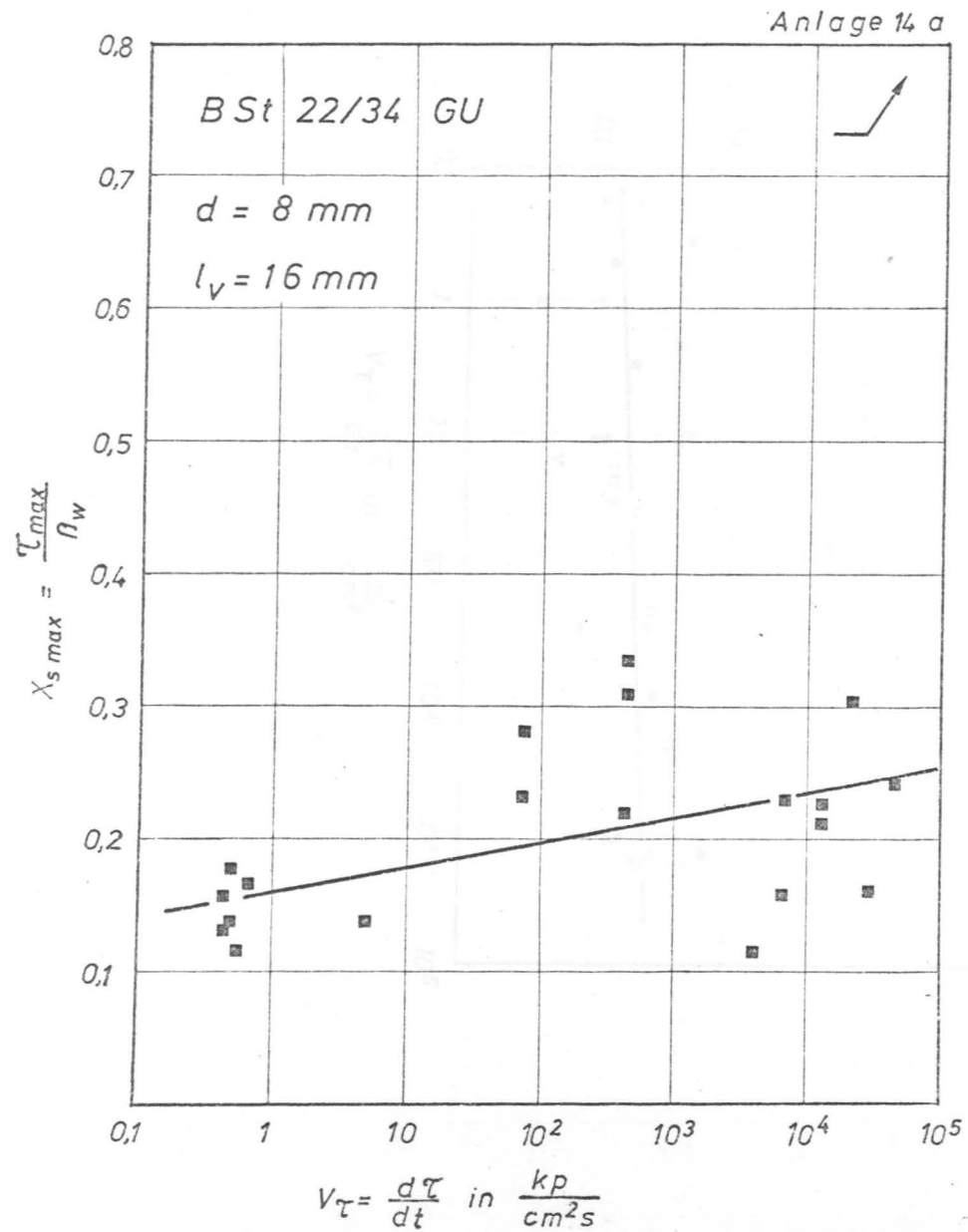
Versuch		Verbundlänge l_v	Verbundfläche F_t	Vorlänge l_o	Betonfestigkeit β_w	Belastung			Verbundspannung τ_{max}	$X_{smax} = \frac{\tau_{max}}{\beta_w}$	Verbundspannungsanstieg $v_r = \frac{d\tau}{dt}$	$\log v_r$
Lfd. Nr.	Bezeichnung					Vorlast P_v	dyn. Last P_{dyn}	max. Last P_{max}				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
d=8mm, BSt 22/34 GU, $l_v=16mm$												
1	HZ 1	16	4,0	-	266	50	220	330	22,5	0,310	448	2,65
2	HZ 2	16	4,0	-	"	"	310	360	90	0,388	448	2,65
3	HZ 3	16	4,0	-	"	"	125	175	44	0,164	29800	4,47
4	HZ 6	16	4,0	-	"	"	200	250	62,5	0,235	74,6	1,87
5	HZ 9	16	4,0	-	195	"	170	220	55	0,282	74,6	1,87
6	HZ13	16	4,0	-	236	"	240	290	72,5	0,307	21100	4,33
7	HZ14	16	4,0	-	"	"	180	230	58	0,244	44800	4,65
8	HZ18	16	4,0	-	"	"	160	210	53	0,222	448	2,65
9	H1/ 1	16	4,0	-	331	"	185	235	58,8	0,177	0,5	-0,30
10	H1/ 2	17	4,3	-	"	"	174	224	52	0,158	0,5	-0,30
11	H1/ 3	17	4,3	-	"	"	174	224	52	0,158	6270	3,80
12	H1/ 4	16,5	4,2	-	"	"	230	230	55,5	0,168	0,7	-0,14
13	H1/ 5	17	4,3	-	"	"	185	185	43	0,131	0,5	-0,33
14	H1/ 6	16,5	4,2	-	"	"	185	185	45	0,135	0,5	-0,32
15	H2/ 1	15	3,8	-	281	"	125	125	32,9	0,117	0,5	-0,28
16	H2/ 2	16	4,0	-	"	"	133	133	33,3	0,118	4000	3,60
17	H2/ 5	16	4,0	-	"	"	158	158	39,5	0,141	47,2	1,67
18	H3/ 3	16	4,0	-	286	"	265	265	66	0,232	6960	3,84
19	H3/ 4	16,5	4,2	-	"	"	250	250	60	0,211	12400	4,09
20	H3/ 5	16	4,0	-	"	"	263	263	66	0,230	12400	4,09
d=8mm, BSt 42/50 RK, $l_v=16mm$												
1	H1/ 7	16	4,0	-	287	-	368	368	92	0,321	80	1,90
2	H1/ 8	17	4,3	-	"	-	296	296	69	0,242	3,5	0,55
3	H1/ 9	16	4,0	-	"	-	384	384	96	0,334	184	2,26
4	H1/11	15	3,8	-	"	-	384	384	101	0,352	12200	4,09
5	H1/12	15	3,8	-	"	-	296	296	74	0,258	13,3	1,12
6	H3/ 7	15	3,8	-	217	-	210	210	55	0,255	1,06	0,03
7	H3/ 8	15	3,8	-	"	-	217	217	57	0,263	66	1,82
8	H3/ 9	15	3,8	-	"	-	263	263	69	0,319	11670	4,07
9	H3/10	15	3,8	-	"	-	342	342	90	0,415	10610	4,03
10	HZ19	16	4,0	-	200	50	320	370	93	0,463	448	2,65
11	HZ20	16	4,0	-	200	50	340	390	98	0,488	448	2,65
d=16mm, BSt 22/34 GU, $l_v=16+160mm$												
1	H12/1	80	40,2	-	281	200	1250	1450	36	0,128	2,98	0,46
2	H12/2	80	40,2	-	"	"	1875	2075	51,6	0,184	14900	4,17
3	H12/3	80	40,2	-	"	"	1375	1575	39	0,139	298	2,47
4	H12/4	80	40,2	-	263	"	750	950	24	0,090	298	2,47
5	H13/1	160	80,4	-	281	300	3750	4050	50	0,179	12400	4,09
6	H13/2	160	80,4	-	"	"	3300	3600	45	0,159	2,24	0,35
7	H13/3	160	80,4	-	"	"	2880	3180	40	0,141	224	2,35
8	H13/4	160	80,4	-	263	"	3000	3300	41	0,156	2240	3,35
9	H13/5	160	80,4	-	"	"	2300	2600	32	0,123	22,4	1,35
10	H13/6	160	80,4	-	"	"	2300	2600	32	0,123	22,4	1,35
11	H11/1	79	39,7	-	200	250	625	875	22	0,110	0,5	-0,30
12	H11/2	80	40,2	-	200	300	525	825	20,5	0,103	0,17	-0,76
13	H11/5	81	40,7	-	240	600	775	1375	33,8	0,169	0,37	-0,43
14	H11/6	81	40,7	-	240	600	840	1440	35	0,147	982	2,99
15	H 7/1	15	7,5	-	281	-	342	342	45,4	0,161	13,3	1,12
16	H 7/2	14,5	7,3	-	"	-	342	342	46,8	0,167	11	1,04
17	H 7/3	13	6,5	-	"	-	151	151	23,2	0,083	2750	3,44
18	H 7/4	18	9,0	-	261	-	132	132	14,6	0,056	1,1	0,04
19	H 7/5	17	8,5	-	261	-	276	276	32,5	0,124	824	2,92
20	H 7/6	18	9,0	-	261	-	394	394	43,5	0,167	19900	4,30
21	H14/1	160	80,4	-	266	300	2800	3100	38,6	0,145	15540	4,19
22	H14/2	160	80,4	-	"	"	2650	2950	36,7	0,138	16160	4,21
23	H14/3	160	80,4	-	"	"	2500	2800	34,8	0,131	15540	4,19
24	H14/4	112	56,3	-	"	"	1690	1950	34,6	0,130	400	2,60
25	H14/5	112	56,3	-	"	"	1375	1625	28,9	0,109	320	2,51
26	H14/6	112	56,3	-	"	"	720	1020	18,1	0,069	213	2,33
27	ZK25	32	16,1	-	284	275	200	475	29,5	0,104	11,2	1,05
28	ZK26	32	16,1	-	"	"	180	450	28,0	0,098	11,2	1,05
29	ZK28	32	16,1	-	"	"	275	550	34,2	0,120	11200	4,05
30	ZK29	32	16,1	-	"	"	275	550	34,2	0,120	11200	4,05

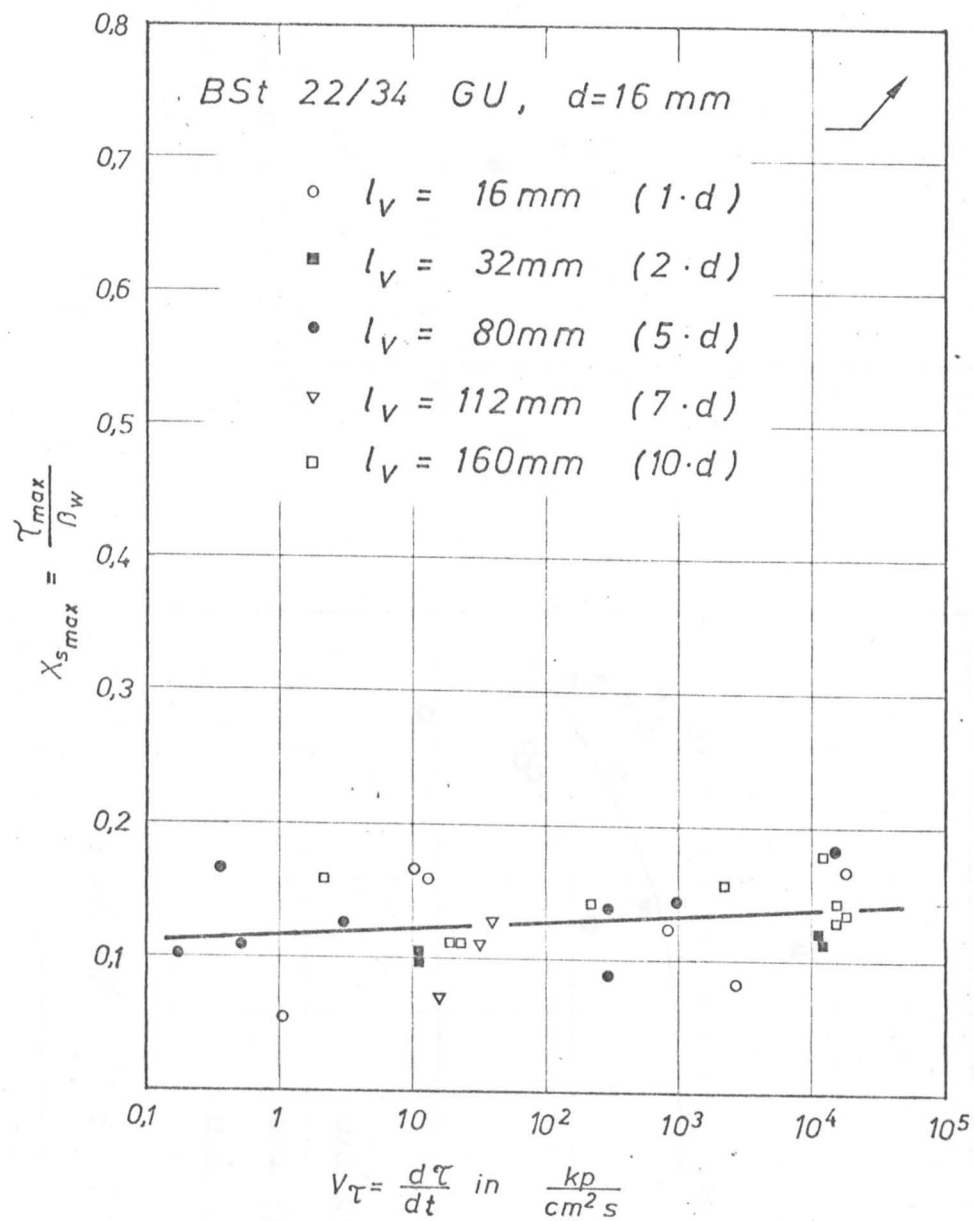
Versuche zur maximalen Verbundfestigkeit, ermittelt mit $\sqrt{\quad}$ -Belastungsfunktionen

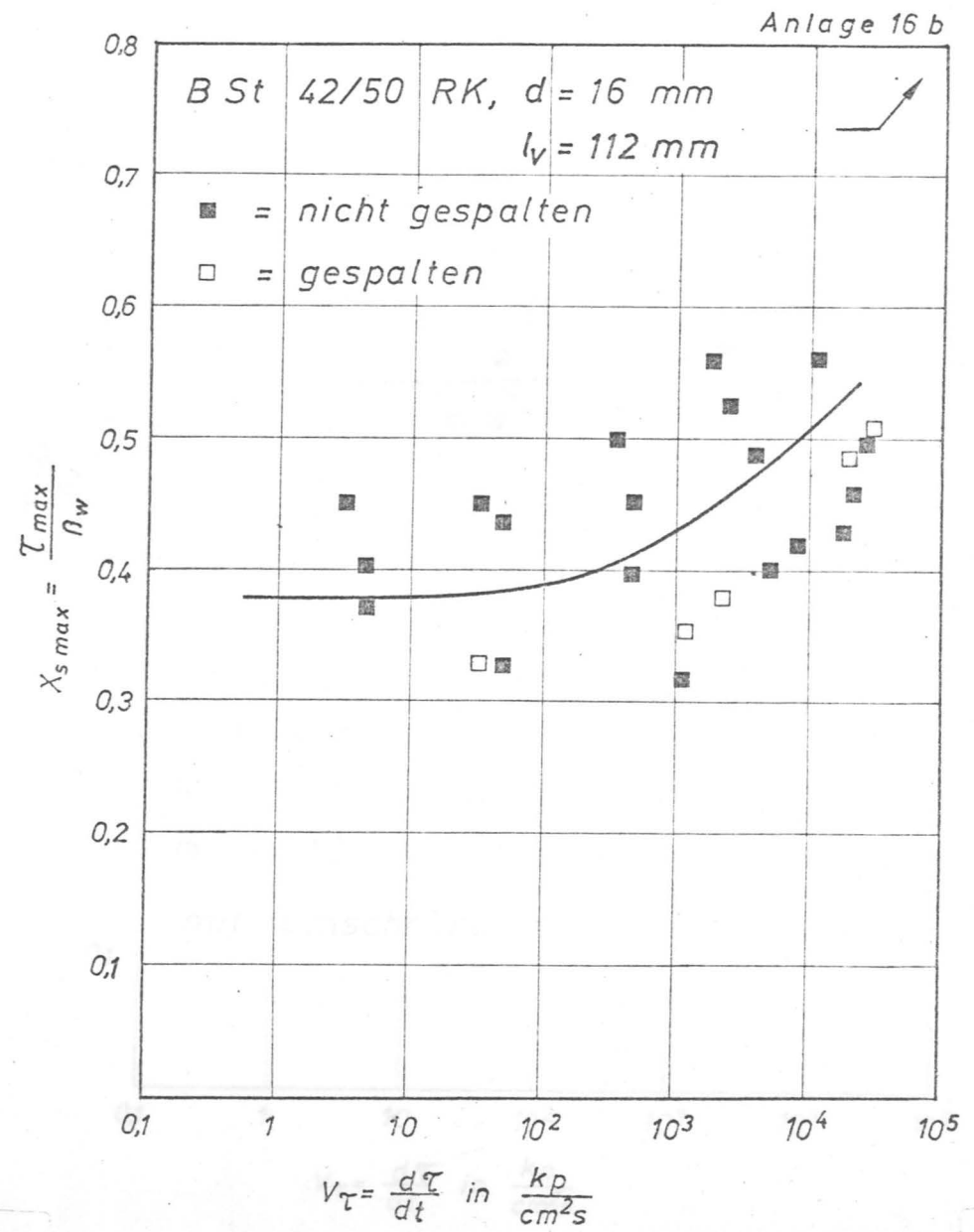
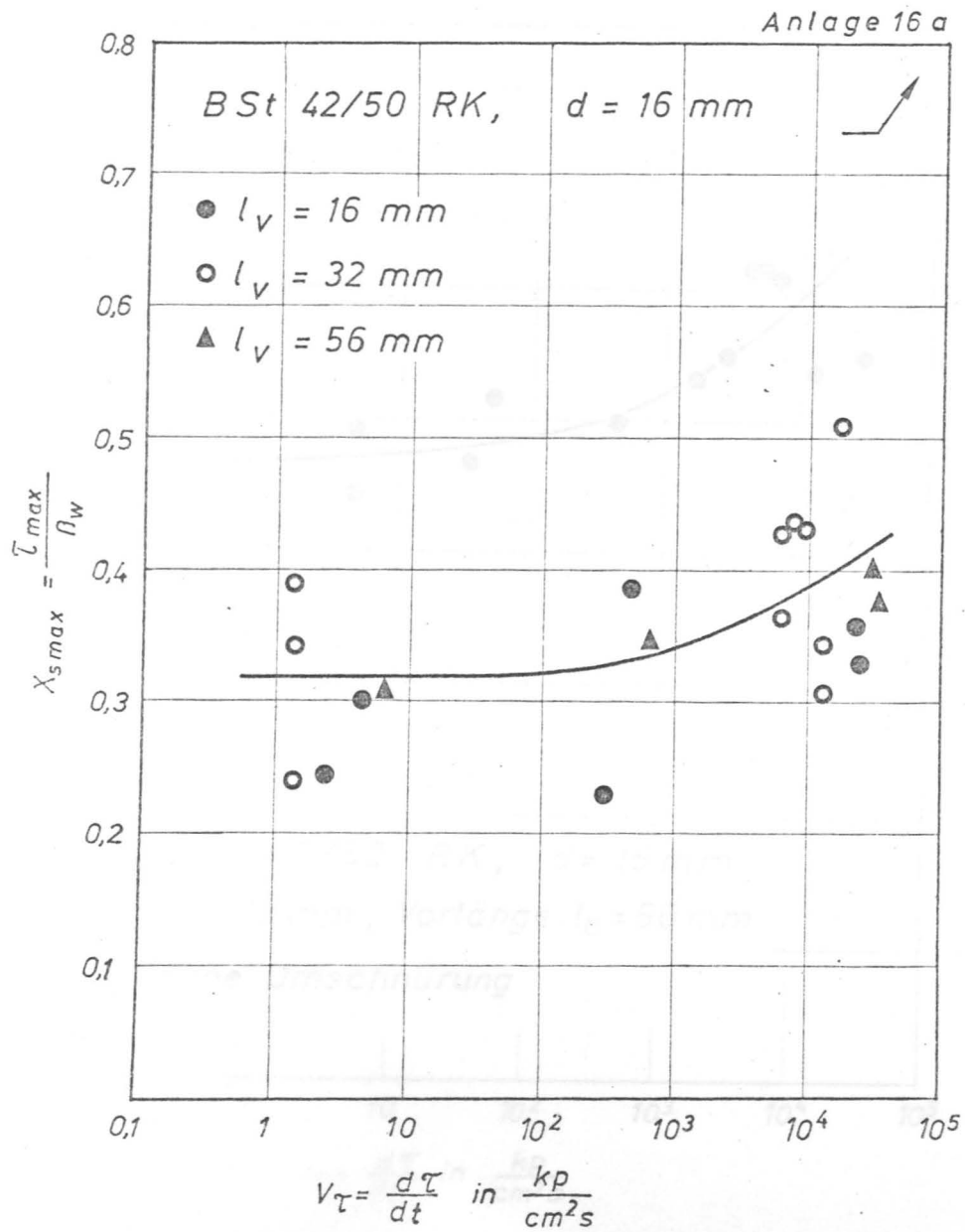
Versuch		Verbundlänge l_v	Verbundfläche F_F	Vorlänge l_o	Betonfestigkeit β_w	Belastung			Verbundspannung τ_{max}	$X_{Smax} = \frac{\tau_{max}}{\beta_w}$	Verbundspannungsanstieg $v_r = \frac{d\tau}{dt}$	Log v_r
lfd. Nr.	Bezeichnung					Vorlast P_v	dyn. Last P_{dyn}	max. Last P_{max}				
-	-	mm	cm ²	mm	$\frac{kp}{cm^2}$	kp	kp	kp	$\frac{kp}{cm^2}$	-	$\frac{kp}{cm^2s}$	-
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
d=16mm, BSt. 42/50 RK, $l_v=16mm$												
1	H 7/7	18	9,0	-	286	-	920	920	102	0,355	22100	4,34
2	H 7/8	17	8,5	-	"	-	590	590	69,4	0,243	2,34	0,37
3	H 7/9	17	8,5	-	"	-	560	560	66	0,230	281	2,45
4	H 8/10	16	8,0	-	267	200	440	640	80	0,300	4,48	0,65
5	H 8/11	16	8,0	-	"	"	625	825	103	0,386	448	2,65
6	H 8/12	16	8,0	-	"	"	500	700	87,5	0,328	24900	4,40
d=16mm, BSt. 42/50 RK, $l_v=32mm$ ($P_{sell} \approx P_{ist max}$)												
1	ZK 1	32	16,1	-	253	250	1810	2060	128	0,507	17400	4,24
2	ZK 2	32	"	-	"	"	1500	1750	109	0,430	6200	3,79
3	ZK 3	32	"	-	"	"	1250	1500	93	0,368	7150	3,85
4	ZK 4	32	"	-	"	"	1500	1750	109	0,430	8400	3,92
5	ZK 5	32	"	-	"	"	1500	1750	109	0,430	8100	3,91
6	ZK 6	32	"	-	"	"	1000	1250	78	0,307	12400	4,10
7	ZK 7	32	"	-	272	"	1250	1500	93	0,343	12400	4,10
8	ZK12	32	"	-	272	"	800	1050	65	0,240	1,24	0,095
9	ZK13	32	"	-	271	"	1250	1500	93	0,344	1,24	0,095
10	ZK14	32	16,6	-	271	"	1470	1720	104	0,384	1,24	0,095
d=16mm, BSt. 42/50 RK, $l_v=56mm$												
1	H12/7	56	28,2	-	261	300	1950	2250	80	0,306	6,4	0,81
2	H12/8	56	"	-	"	"	2250	2550	90	0,346	639	2,81
3	H12/9	56	"	-	"	"	2630	2930	104	0,399	32000	4,50
4	H12/12	56	"	-	277	"	2630	2930	104	0,375	35500	4,55
d=16mm, BSt. 42/50 RK, $l_v=112mm$												
1	H13/7	112	56,3	-	261	250	7250	7500	133	0,510	29600	4,47
2	H13/11	112	"	-	277	"	5500	5750	98	0,353	1190	3,08
3	H13/12	112	"	-	277	"	8500	8750	155	0,561	1800	3,26
4	H14/9	112	"	-	260	300	6250	6550	117	0,450	3,2	0,51
5	H14/11	112	"	-	260	300	5750	6050	109	0,416	8000	3,90
6	H14/12	112	"	-	260	300	7000	7300	130	0,501	322	2,51
7	H15/7	112	"	-	256	"	6250	6500	115	0,451	32	1,51
8	H15/8	112	"	-	"	"	6750	7000	124	0,486	3800	3,58
9	H15/9	112	"	-	"	"	5250	5500	98	0,382	2300	3,36
10	H15/11	112	"	-	"	"	4500	4750	84	0,330	32	1,51
11	H15/12	112	"	-	"	"	6750	7000	124	0,486	20000	4,30
12	ZK44	112	"	-	230	"	5400	5650	100	0,436	48	1,68
13	ZK45	112	"	-	"	"	5000	5250	93,3	0,406	4,8	0,68
14	ZK46	112	"	-	"	"	5600	5850	104	0,452	480	2,68
15	ZK47	112	"	-	"	"	6500	6750	120	0,521	2400	3,38
16	ZK48	112	"	-	"	"	7000	7250	129	0,560	10600	4,03
17	ZK49	112	"	-	261	200	5250	5450	97	0,371	4,8	0,68
18	ZK50	112	"	-	"	200	4600	4800	85	0,327	48	1,68
19	ZK51	112	"	-	"	250	5600	5850	104	0,398	480	2,68
20	ZK52	112	"	-	"	"	5625	5875	104	0,400	4800	3,68
21	ZK53	112	"	-	"	"	6500	6750	120	0,460	21300	4,33
22	ZK54	112	"	-	"	"	7000	7250	129	0,493	26600	4,42
23	ZK69	112	"	-	281	275	4750	5025	89	0,318	1070	3,03
24	ZK78	112	"	-	292	275	6750	7025	125	0,427	17800	4,25

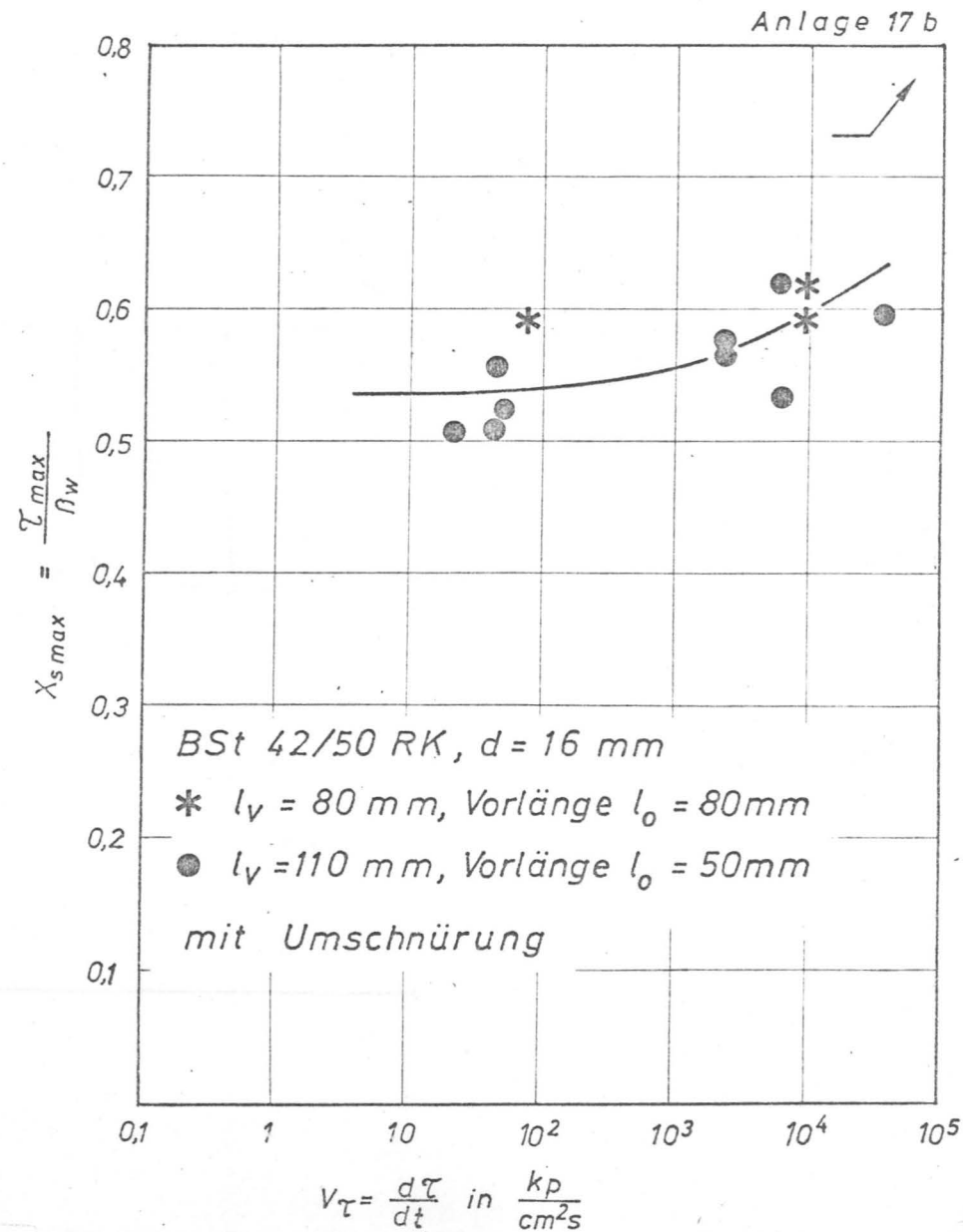
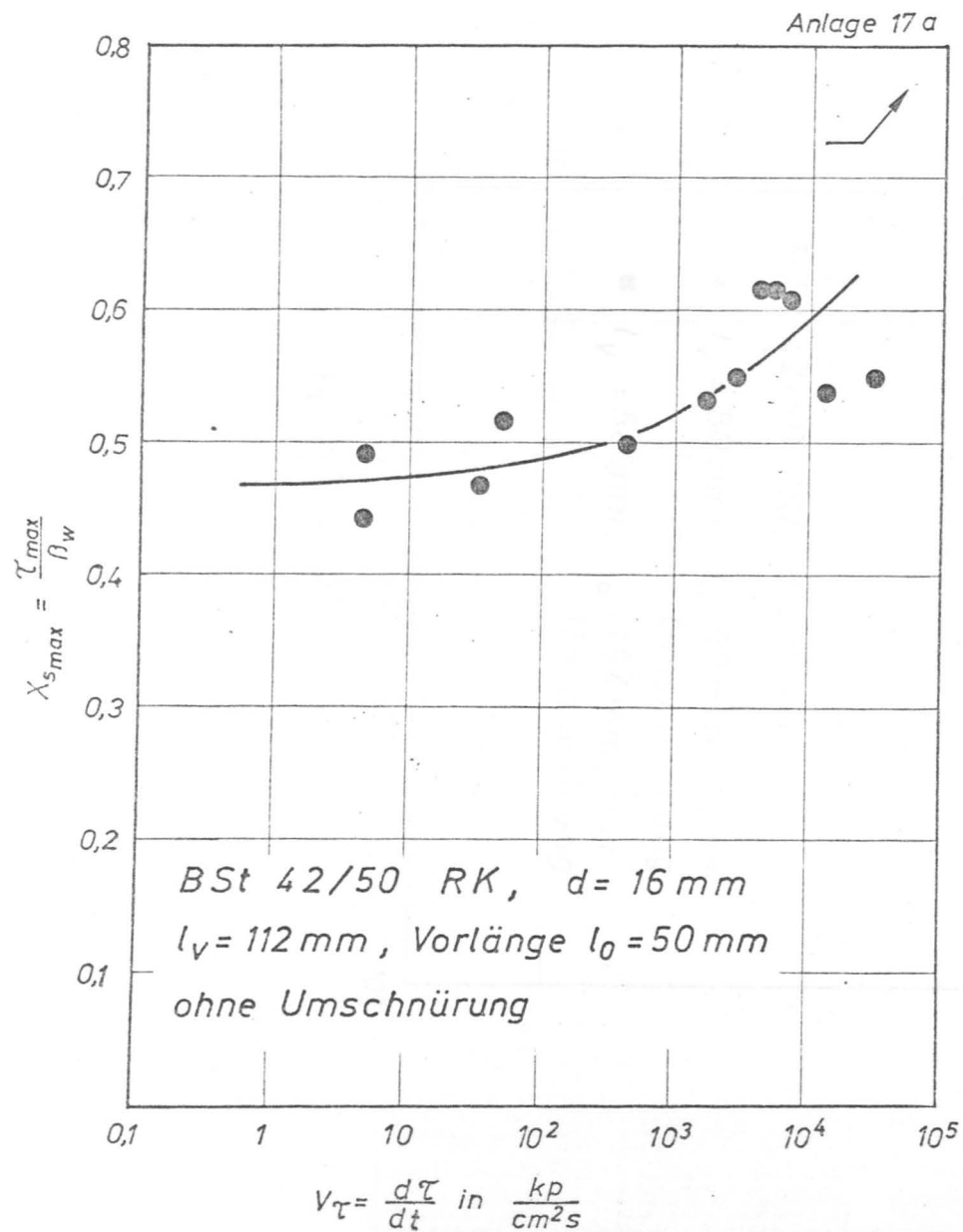
Versuche zur maximalen Verbundfestigkeit, ermittelt mit $\sqrt{\quad}$ -Belastungsfunktionen

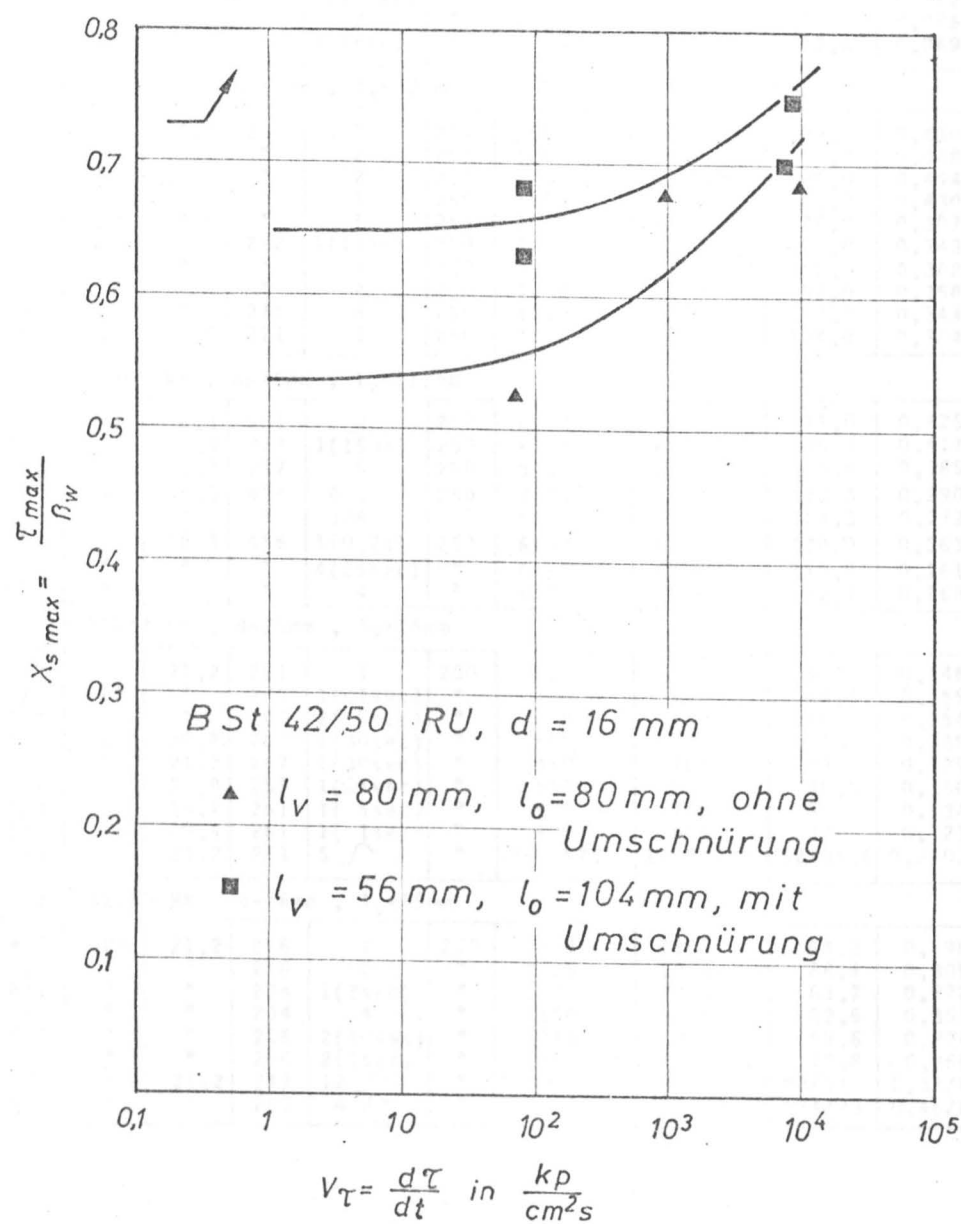
Versuch		Verbundlänge l_v	Verbundfläche F_r	Vorlänge l_o	Betonfestigkeit f_{bw}	Belastung			Verbundspannung τ_{max}	$X_{smax} = \frac{\tau_{max}}{\beta_w}$	Verbundspannungsanstieg $V_r = \frac{d\tau}{dt}$	log V_r
lfd. Nr.	Bezeichnung					Vorlast P_v	dyn. Last P_{dyn}	max. Last P_{max}				
—	—	mm	cm ²	mm	$\frac{kp}{cm^2}$	kp	kp	kp	$\frac{kp}{cm^2}$	—	$\frac{kp}{cm^2 \cdot s}$	—
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
d=16mm, BSt.42/50 RK; $l_v=112mm$, mit Vorlänge												
1	X 7	110	55,3	50	247	500	6560	7060	128	0,517	48	1,68
2	X 8	"	"	"	"	"	5560	6060	110	0,444	4,7	0,67
3	X 9	"	"	"	"	"	6250	6750	122	0,494	4,7	0,67
4	X10	"	"	"	"	"	7875	8375	151	0,613	5200	3,72
5	X11	"	"	"	"	"	7810	8310	150	0,608	6500	3,81
6	X12	"	"	"	"	"	6750	7250	131	0,531	1800	3,26
7	ZK84	120	60,3	40	237	250	8500	8750	145	0,612	4800	3,68
8	ZK87	112	56,3	48	295	"	7500	7750	138	0,467	48	1,68
9	ZK88	113	57,0	47	"	"	9000	9250	162	0,550	29500	4,47
10	ZK89	112	56,3	48	"	"	8750	9000	160	0,542	13300	4,14
11	ZK90	117	58,8	43	"	"	9250	9500	162	0,548	2840	3,45
12	ZK91	112	56,3	48	"	"	8000	8250	146	0,497	440	2,64
13	X2	110	55,3	50	550	275	9500	9775	177	0,321	48,8	1,69
d=16mm, BSt.42/50 RK; $l_v=80:112mm$ (umschürt)												
1	XU13	110	55,3	50	331	275	9375	9650	174	0,527	48,8	1,69
2	XU14	110	"	"	"	"	10625	10900	197	0,595	36100	4,56
3	XU17/2	110	"	"	"	"	9000	9275	168	0,507	21,7	1,34
4	XU19	110	"	"	241	500	6940	7440	135	0,558	48,3	1,68
5	XU20	110	"	"	"	"	6625	7125	129	0,535	6300	3,80
6	XU21	110	"	"	"	"	7750	8250	149	0,619	6000	3,78
7	XU22	110	"	"	"	"	7180	7680	139	0,576	2260	3,35
8	XU23	110	"	"	"	"	7000	7500	136	0,562	2260	3,35
9	XU24	110	"	"	"	"	6250	6750	122	0,506	48,3	1,68
10	XU28	80	40,2	80	246	"	5625	6125	152	0,618	9300	3,97
11	XU29	80	"	"	"	"	5375	5875	146	0,593	9300	3,97
12	XU30	80	"	"	"	"	5375	5875	146	0,593	65	1,81
d=16mm, BSt.42/50 RU; $l_v=80mm$												
1	X25	78	39,2	82	246	500	4560	5060	129	0,524	68,4	1,84
2	X26	80	40,2	80	246	"	6250	6750	168	0,682	9570	3,98
3	X27	78	39,2	82	246	"	6060	6560	167	0,679	995	3,00
d=16mm, BSt.42/50 RU; $l_v=56mm$ (umschnürt)												
1	XU37	56	28,1	104	261	500	5000	5500	195	0,747	8900	3,95
2	XU38	56	"	"	"	"	5750	6250	222	0,852	8900	3,95
3	XU39	56	"	"	"	"	4625	5125	182	0,699	8000	3,90
4	XU41	56	"	103	"	"	4500	5000	178	0,681	89	1,95
5	XU42	56	"	"	"	"	4125	4625	164	0,629	89	1,95
d=16mm, BSt.42/50 RK; $l_v=80mm$												
1	VR52/1	80	40,2	89	185	1000	3750	4750	118	0,639	4500	3,65
2	VR52/4	84	42,2	"	"	"	3250	4250	101	0,544	2,8	0,45
3	VR52/7	82	41,2	"	"	"	3250	4250	103	0,577	3700	3,56
4	VR52/10	82	41,2	"	"	"	3500	4500	109	0,590	290	2,46
1	VR52/2	83	41,7	89	225	1000	4060	5060	121	0,540	2,9	0,46
2	VR52/5	82	41,2	"	"	"	4375	5375	131	0,580	14500	4,16
3	VR52/9	81	40,7	"	"	"	4375	5375	132	0,587	250	2,40
1	VR52/3	80	40,2	"	377	1000	4875	5875	146	0,388	4200	3,62
2	VR52/6	80	40,2	"	"	"	3625	4625	115	0,305	3,0	0,47
d=16mm, BSt.42/50 RK; $l_v=80mm$, (umschnürt)												
1	VR52/U1	83	41,7	77	377	1000	5875	6875	165	0,437	360	2,56
2	VR52/U2	81	40,7	80	"	"	5500	6500	160	0,424	2500	3,41
3	VR52/U3	83	41,7	78	"	"	5125	6125	147	0,390	2,7	0,43









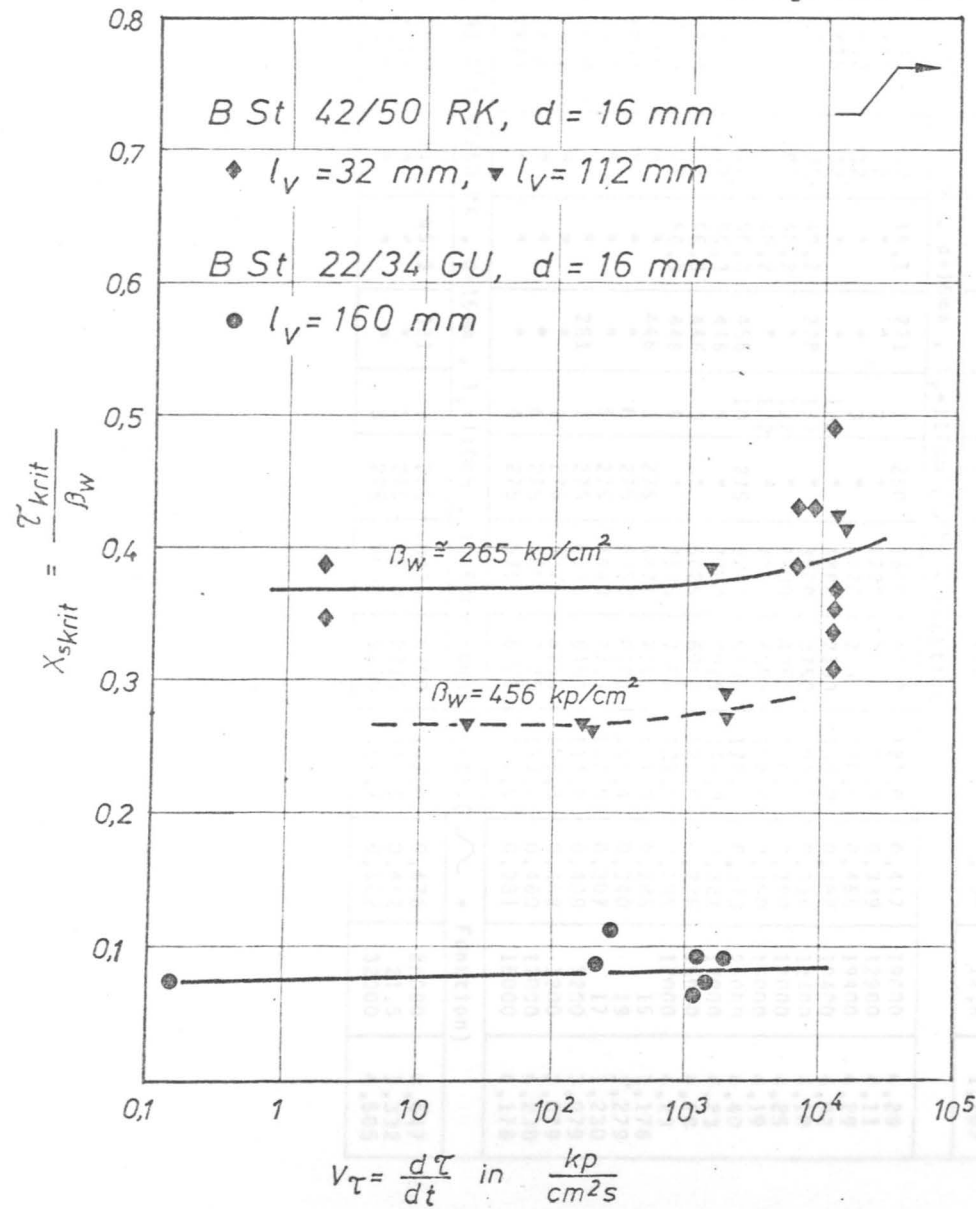


Anlage 19

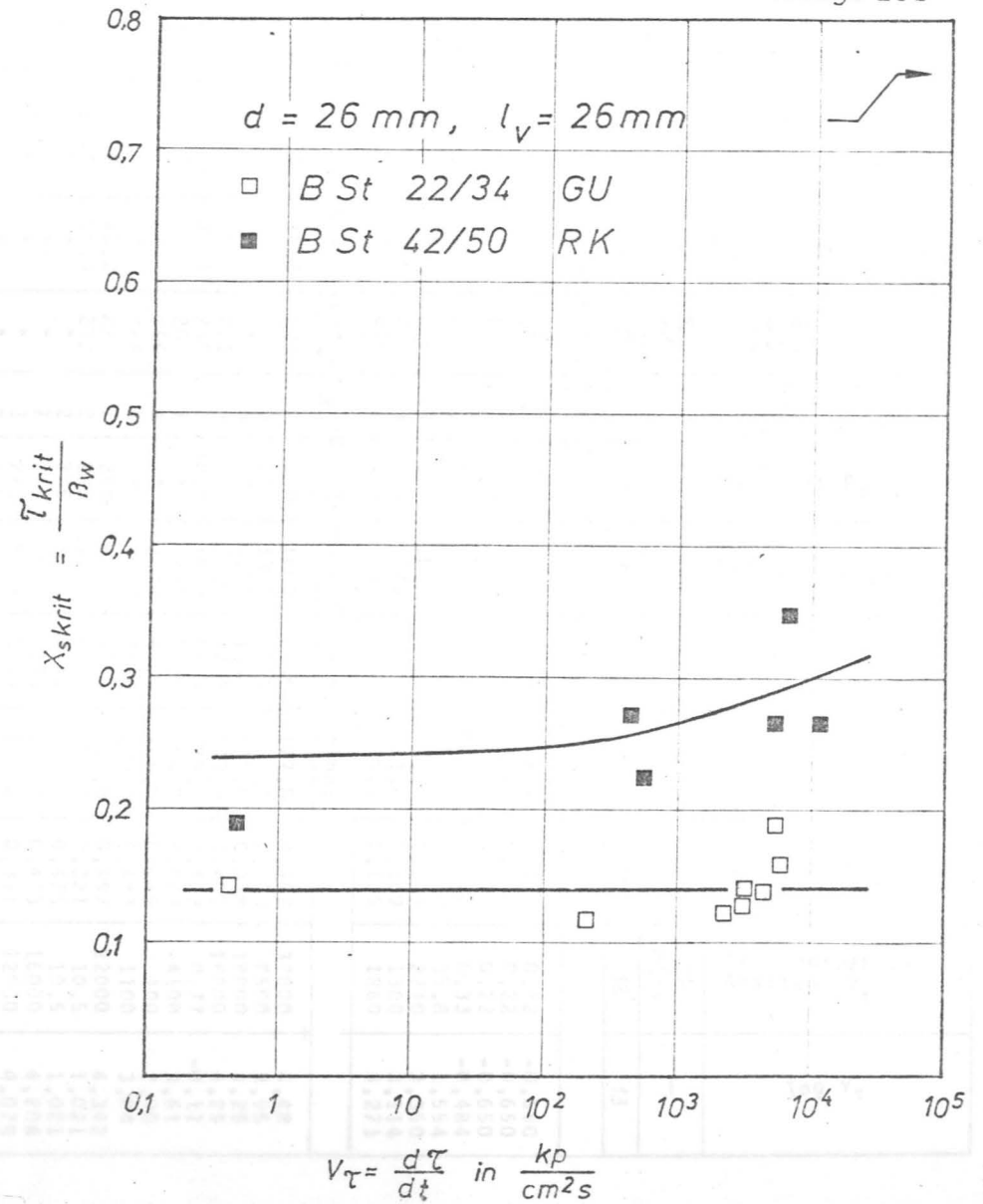
Versuche zur "kritischen" Verbundfestigkeit unter $\sqrt{\quad}$ -Belastungsfunktionen

Versuch		Verbundlänge l_v	Verbundfläche F_r	Betonfestigkeit R_W	Anzahl der Belastungen (Haltezeit)	Belastung (Endstufe)			Verbundspannung $\tau_{krit.}$	$X_{S,krit.} = \tau_{krit.} / R_W$	Verbundspann.-Anstieg V_r	$\log v_r$
lf. Nr.	Bez.					Vorlast P_v	Dyn. Last P_{dyn}	Krit. Last $P_{krit.}$				
—	—	[mm]	[cm ²]	$\frac{kp}{cm^2}$	—	[kp]	[kp]	[kp]	[kp/cm ²]	—	$\frac{kp}{cm^2 \cdot s}$	—
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1) BSt.22/34 GU, d=16mm, $l_v=80:160mm$												
1	H12/ 6	80	40,2	263	1(12sec)	250	500	750	18,7	0,071	0,15	-0,82
2	H15/ 1	160	80,4	252	1(20sec)	"	1500	1750	21,8	0,086	225	2,35
3	H15/ 2	"	"	"	3	"	2000	2250	28,0	0,111	300	2,48
4	H15/ 3	"	"	"	2	"	1500	1750	21,8	0,086	1850	3,27
5	H15/ 4	"	"	"	1(15sec)	"	1000	1250	15,5	0,062	1090	3,04
6	H15/ 5	"	"	"	2	"	1500	1750	21,8	0,086	1170	3,07
7	H15/ 6	"	"	"	1(1sec)	"	1150	1400	17,4	0,069	1240	3,09
2) BSt.42/50 RK, d=16mm, $l_v=32mm$												
1	ZK 2	32	16,1	253	1	250	1500	1750	109,0	0,430	6200	3,79
2	ZK 3	32	16,1	"	2	250	1250	1500	93,0	0,368	11000	4,04
3	ZK 4	32	"	"	2	250	1750	2000	125,0	0,494	11200	4,05
4	ZK 5	32	"	"	1	250	1500	1750	109,0	0,430	8100	3,91
5	ZK 6	32	"	"	1	250	1000	1250	78,0	0,307	12400	4,10
6	ZK 7	32	"	272	1(1sec)	250	1250	1500	93,0	0,343	12400	4,10
7	ZK 8	32	"	"	4	250	1450	1700	106,0	0,388	6500	3,82
8	ZK 9	32	"	"	4	250	1300	1550	98,0	0,358	11700	4,07
9	ZK13	32	"	271	4	250	1250	1500	93,0	0,344	1,24	0,10
10	ZK14	32	16,6	271	1	250	1470	1720	104,0	0,384	1,24	0,10
3) BSt.42/50 RK, d=16mm, $l_v=112mm$												
1	H13/9	112	56,3	261	2	250	6000	6250	111,0	0,425	12500	4,10
2	H13/10	112	56,3	277	1(15ms)	250	6250	6500	115,5	0,417	13300	4,12
3	H13/12	112	56,3	277	5	250	5750	6000	106,6	0,385	1280	3,11
4	ZK57	112	56,3	456	4/5	250	7200	7450	132,3	0,290	2000	3,30
5	ZK58	"	"	"	3/4	"	6750	7000	124,3	0,273	2000	3,30
6	ZK59	112	56,3	456	1(0,2s)	250	6500	6750	120,0	0,263	185	2,27
7	ZK60	"	"	"	4(25sec)	"	6450	6700	119,0	0,261	200	2,30
8	ZK61	"	"	"	4	"	6625	6875	122,1	0,268	21	1,32
4) BSt.22/34 GU, d=26mm, $l_v=26mm$												
1	H 4/2	26	21,2	281	1	250	620	870	41	0,146	0,43	-0,37
2	H 4/3	26	"	281	1(<1sec)	"	700	950	44,8	0,159	5900	3,77
3	H 4/4	26	"	260	2(5sec)	"	600	850	40	0,154	3400	3,53
4	H 4/5	25,5	20,8	260	1(30sec)	"	500	750	36	0,138	4700	3,67
5	H 5/1	26	21,2	257	1(30sec)	"	450	700	33	0,129	2500	3,41
6	H 5/2	25,5	20,8	257	1(<1sec)	"	550	800	38,5	0,150	3100	3,49
7	H 5/4	26	21,2	261	1(5sec)	"	500	750	35	0,134	2800	3,45
8	H 5/6	25	20,4	261	1(1sec)	"	400	650	32	0,123	266	2,35
9	H 5/5	26	21,2	261	5 $\sqrt{\quad}$	"	850/525	1100/775	52/36,6	0,2/0,14	5650	3,75
5) BSt.42/50 RK, d=26mm, $l_v=26mm$												
1	H 4/7	26	21,2	286	1	250	900	1150	54,3	0,190	0,47	-0,33
2	H 4/9	"	"	286	2	"	1625	1875	88,4	0,309	11300	4,05
3	H 6/7	"	"	234	1(3sec)	"	1100	1350	63,7	0,272	420	2,62
4	H 6/8	"	"	234	4	"	1500	1750	82,5	0,353	6500	3,81
5	H 6/10	"	"	266	2(10sec)	"	1015	1265	59,6	0,224	470	2,67
6	H 6/11	"	"	266	2(1sec)	"	1250	1500	70,8	0,266	5100	3,71
7	H 4/10	"	21,2	217	12 $\sqrt{\quad}$	"	1500/900	1750/1150	83/54	0,38/0,25	8400	3,93
8	H 5/10	"	"	267	4 $\sqrt{\quad}$	"	2375/1300	2625/1550	124/73	0,46/0,27	19600	4,29

Anlage 20 a

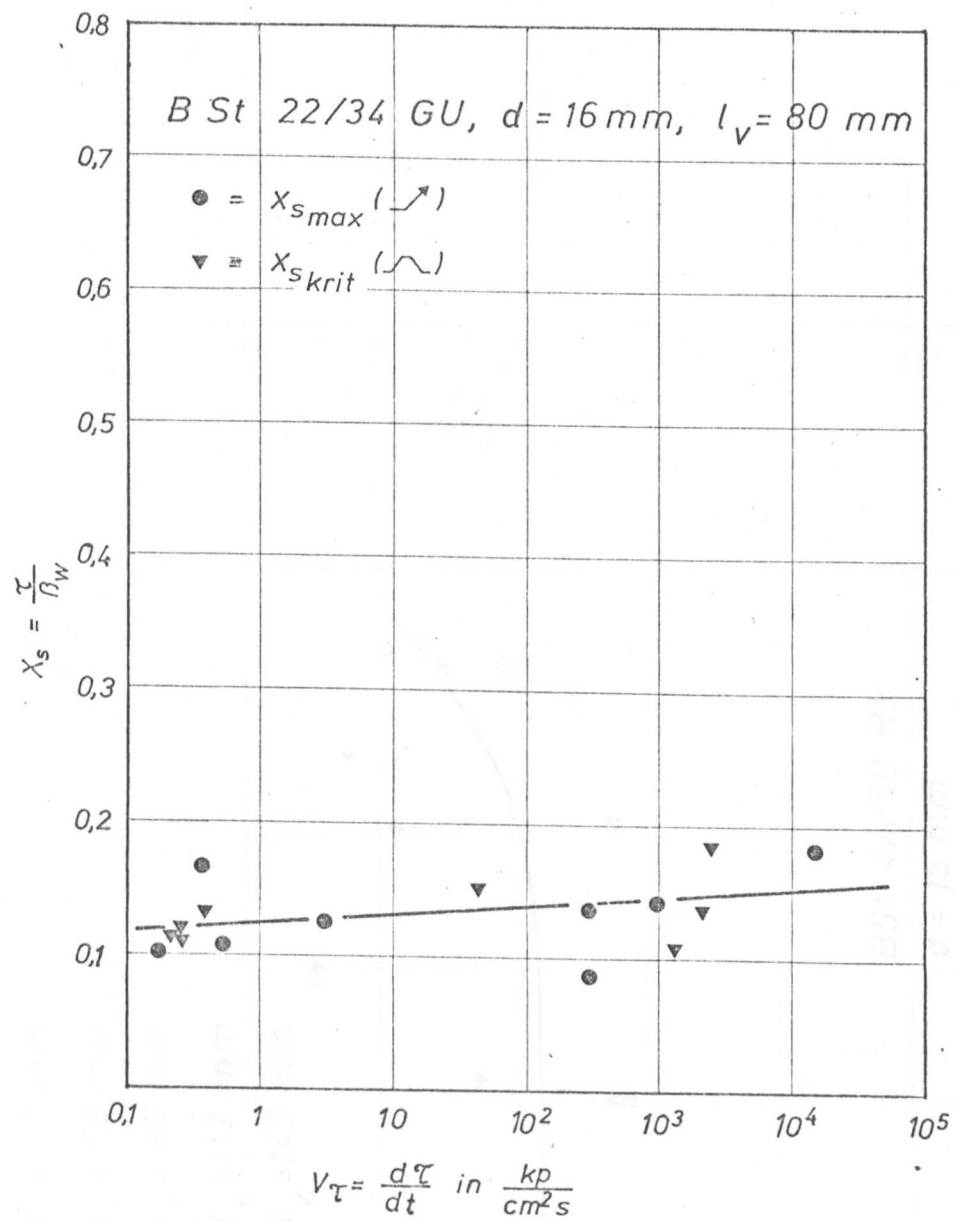


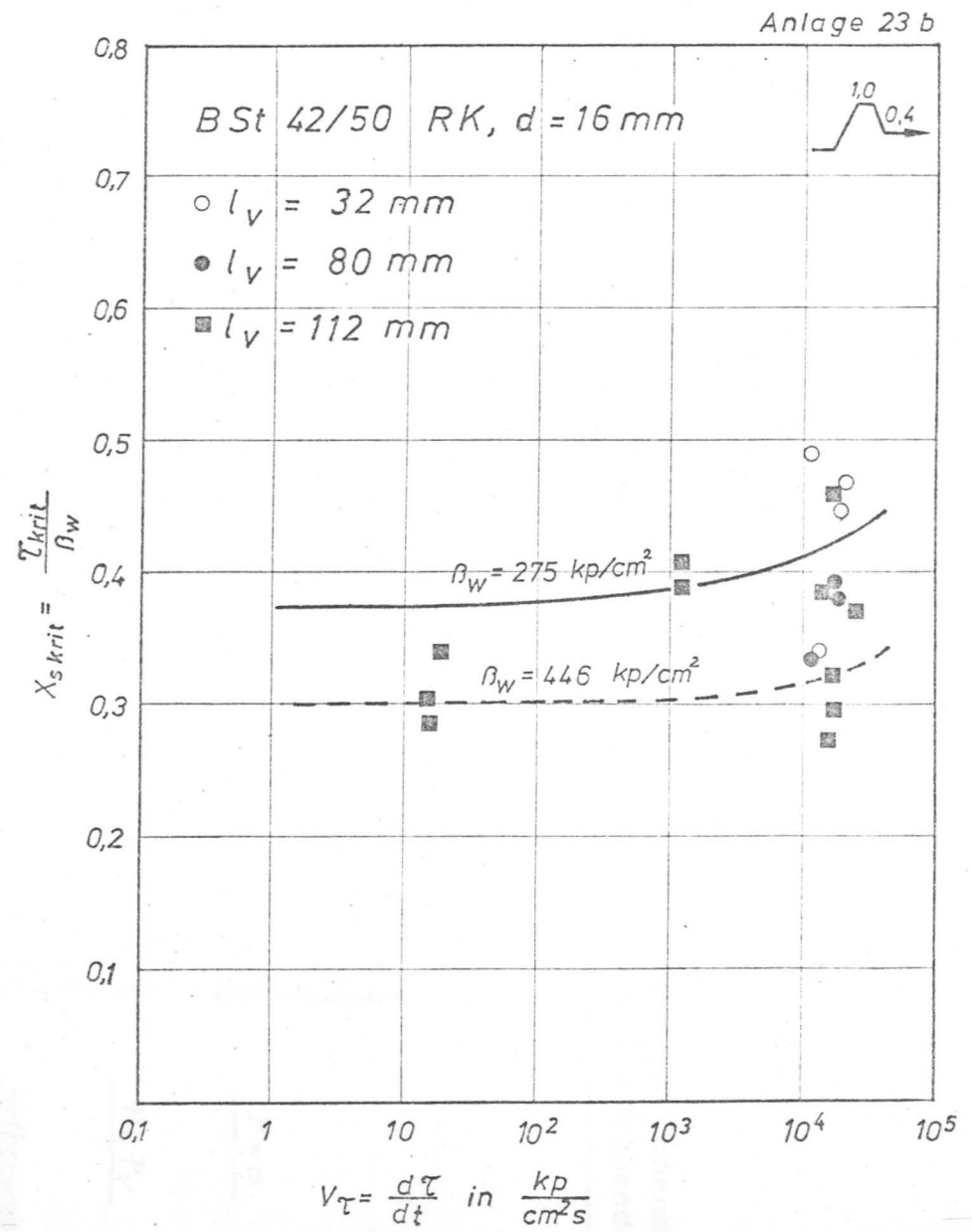
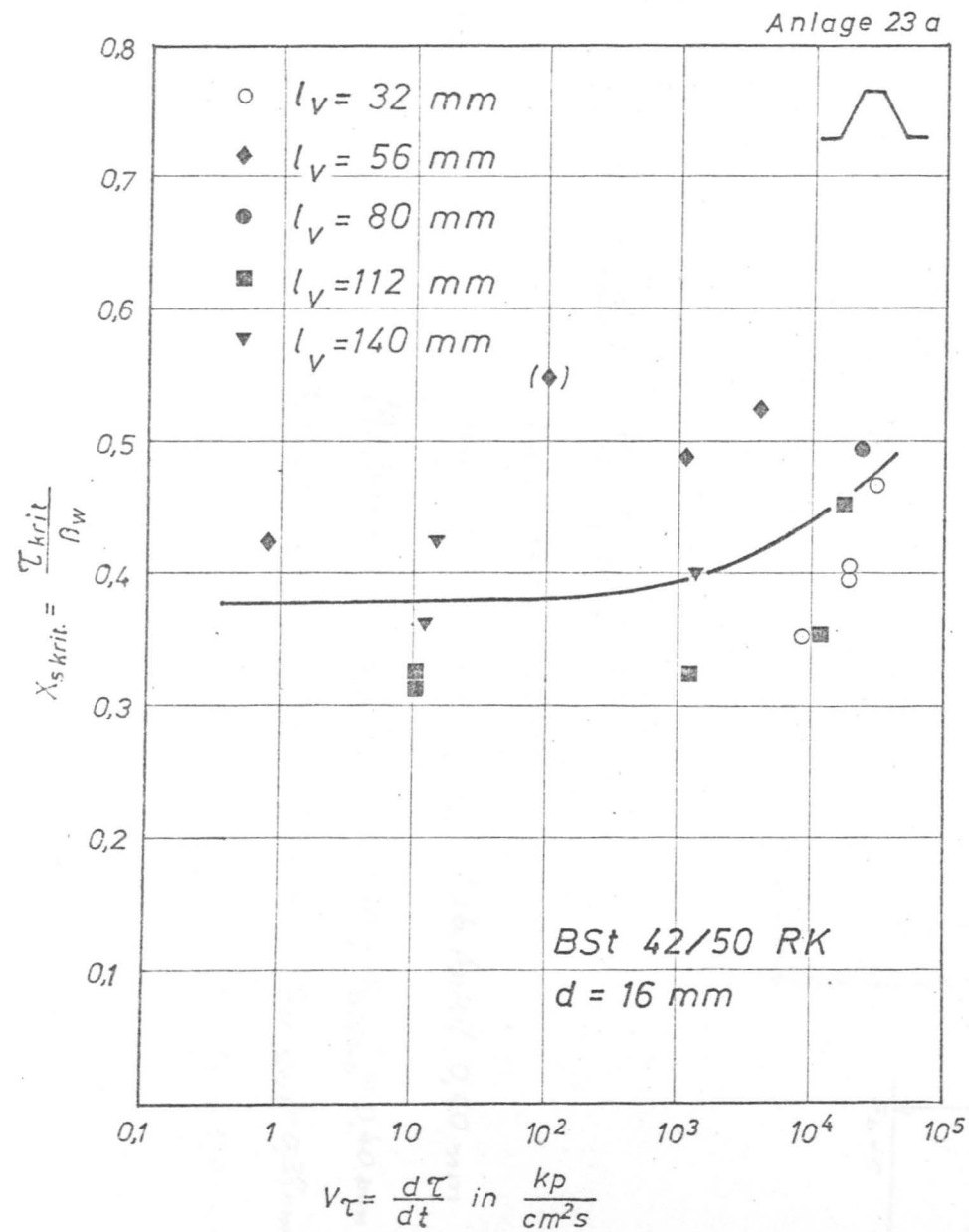
Anlage 20 b



Versuche zur "kritischen" Verbundfestigkeit unter \wedge -und \sim -Belastungsfunktionen

Versuch		Verbundlänge l_v	Verbundfläche F_r	Betonfestigkeit R_W	Anzahl der Belastungen (Haltezeit)	Belastung (Endstufe)			Verbundspannung $\tau_{krit.}$	$x_{S,krit.} = \tau_{krit.} / R_W$	Verbundspann.-Anstieg \dot{V}_r	$\log V_r$
lf. Nr.	Bez.					Vorlast P_v	Dyn. Last P_{dyn}	Krit. Last $P_{krit.}$				
-	-	[mm]	[cm ²]	$\frac{kp}{cm^2}$	-	[kp]	[kp]	[kp]	[kp/cm ²]	-	$\frac{kp}{cm^2 \cdot s}$	-
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1) BSt.22/34 GU , d=16mm , $l_v=80mm$ (\wedge - Funktion)												
1	H10/ 1	80	40,2	195	2	250	650	900	22,4	0,115	0,22	-0,650
2	H10/ 2	"	"	195	2	250	650	900	22,4	0,115	0,22	-0,650
3	H10/ 3	"	"	195	1	250	650	900	22,4	0,115	0,22	-0,650
4	H10/ 4	"	"	236	5	250	1000	1250	31,1	0,132	0,33	-0,484
5	H10/ 5	"	"	236	7	250	1200	1450	36,1	0,153	35,8	1,554
6	H10/ 6	"	"	236	14	250	1500	1750	43,5	0,184	2240	3,350
7	H11/ 3	"	"	200	3	300	575	875	21,8	0,109	1300	3,114
8	H11/ 6	"	"	266	1	600	840	1440	35,8	0,135	1860	3,271
2) BSt.42/50 RK , d=16mm , $l_v=80 : 140mm$ (\sim - Funktion)												
1	ZK10	32	16,1	273	6	250	1800	2050	127,0	0,467	30000	4,48
2	ZK11	"	"	"	3	"	1300	1550	96,0	0,353	2500	3,95
3	ZK12	"	"	"	3	"	1500	1750	109,0	0,398	18000	4,25
4	ZK13	"	"	271	3	"	1500	1750	109,0	0,402	18000	4,25
5	H10/12	56	28,1	236	2	1000	1800	2800	100,0	0,422	0,77	-0,11
6	H11/ 7	"	"	200	7	"	1930	2930	105,0	0,523	4100	3,61
7	H11/10	"	"	266	6	"	3070	4070	145,0	0,545	100	2,00
8	H11/12	"	"	266	6	"	2630	3630	129,0	0,487	1100	3,04
9	ZK37	80	40,2	278	7	250	5250	5500	136,8	0,492	22000	4,342
10	ZK75	112	56,3	292	2	275	5000	5275	93,7	0,321	10,5	1,021
11	ZK76	"	"	"	2	275	7500	7775	138,1	0,473	10,5	1,021
12	ZK77	"	"	"	7	275	7500	7775	138,1	0,473	16000	4,204
13	ZK79	"	"	"	3	275	5500	5775	102,6	0,351	12000	4,079
14	ZK80	"	"	"	2	275	5000	5275	93,7	0,321	1250	3,097
15	ZK93	140	70,4	303	7	275	8250	8525	121,2	0,400	1400	3,146
16	ZK94	"	"	"	8	275	8750	9025	128,2	0,423	15,4	1,188
17	ZK95	"	"	"	5	275	7500	7775	110,4	0,364	12,8	1,107
3) BSt.42/50RK , d=16mm , $l_v=112mm$ (\sim - Funktion)												
1	ZK15	32	16,1	271	3	250	1700	1950	121,0	0,447	19000	4,29
2	ZK16	32	"	"	2	"	1220	1470	92,0	0,339	12900	4,11
3	ZK17	32	"	"	3	"	1780	2030	126,0	0,455	19400	4,29
4	ZK18	32	"	"	1/2	"	1880	2130	132,0	0,488	10400	4,02
5	ZK38	80	40,2	278	1/2	"	3500	3750	93,0	0,336	12400	4,10
6	ZK39	80	40,2	"	1/2	"	4000	4250	106,0	0,380	18000	4,25
7	ZK40	80	40,2	"	1/2	"	4100	4350	108,0	0,390	15000	4,19
8	ZK62	112	56,3	456	10	275	9250	9525	170,0	0,373	25000	4,40
9	ZK63	112	56,3	446	5	"	7750	8025	143,0	0,321	17000	4,23
10	ZK64	112	56,3	446	3	"	6625	6900	123,0	0,276	15000	4,18
11	ZK65	112	56,3	446	5	"	7125	7400	131,0	0,295	17000	4,23
12	ZK66	"	"	446	3	275	6875	7150	127,0	0,285	15	1,176
13	ZK67	"	"	"	6	275	8250	8525	151,4	0,340	19	1,279
14	ZK68	"	"	"	5	275	7440	7715	137,0	0,307	17	1,230
15	ZK70	"	"	281	3	275	6185	6460	114,8	0,408	1200	3,079
16	ZK71	"	"	"	3	275	5875	6150	109,3	0,389	1200	3,079
17	ZK72	"	"	"	6	275	7000	7275	129,2	0,460	17000	4,230
18	ZK73	"	"	"	4	275	5750	6025	107,0	0,381	15000	4,176
4) BSt.42/50 RK , d=16mm , $l_v=110mm$, $l_0=60mm$ (umschnürt), (\sim - Funktion)												
1	XU15	110	55,3	331	3	275	8425	8700	157,0	0,476	28000	4,447
2	XU17	"	"	"	1	275	8000	8275	149,6	0,452	21,5	1,332
3	XU18	"	"	"	3	275	9000	9275	167,7	0,507	32000	4,505





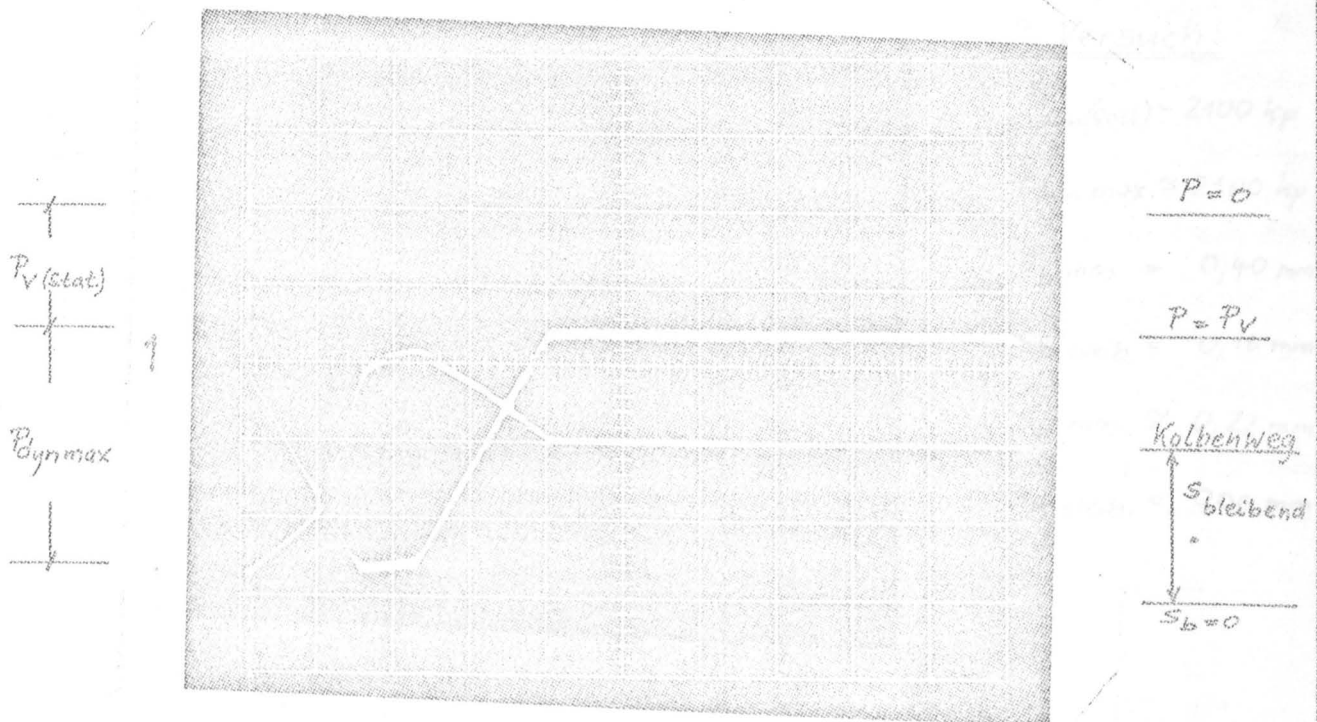
$d = 16 \text{ mm}$, BSt 42/50 RK, $l_v = 56 \text{ mm}$

statische Vorlast: $P_v = 1000 \text{ kp}$

Anstiegszeit der dynamischen Last: $t_A = 0,83 \text{ sec}$

Maßstäbe: Kraft : 625 kp/cm
Weg s_b : 0,2 mm/cm
Zeit : 0,5 s/cm

s_b = Weg am belasteten Stabende
 s_u = Weg am unbelasten Stabende



1. Versuch : $P_{dyn} (soll) = 1900 \text{ kp}$

$P_{max} (ist) = 1900 \text{ kp}$

$\max s_b = 0,64 \text{ mm}$, bleib. Anteil $0,40 \text{ mm}$

Kontrollen:

Messuhr: $s_{b \max} = 0,62 \text{ mm}$; $s_{b \text{ bleib}} = 0,40 \text{ mm}$

Wegaufnehmer: " = $0,60$ " ; $s_{u \text{ bleib}} = 0,38 \text{ mm}$

Lumiscrypt: " = $0,61$ " ; $s_{u \max} = 0,42 \text{ mm}$

$s_{u \text{ bleib}} = 0,38 \text{ mm}$

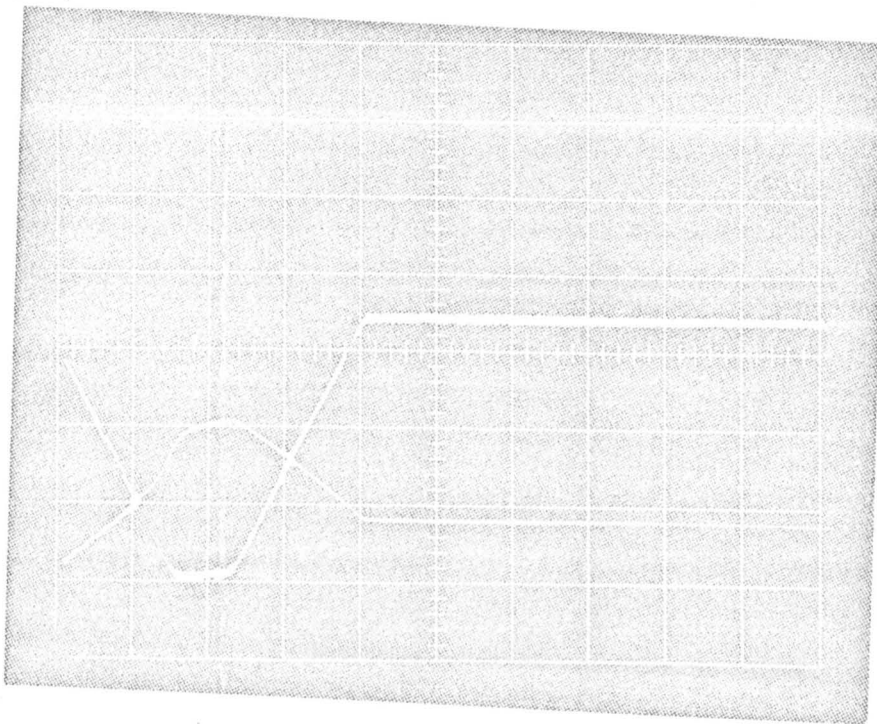
$d = 16 \text{ mm}$, BSt 42/50 RK, $l_v = 56 \text{ mm}$

statische Vorlast: $P_v = 1000 \text{ kp}$

Anstiegszeit der dynamischen Last: $t_A = 0,83 \text{ sec}$

Maßstäbe: Kraft : 625 kp/cm
Weg s_b : 0,2 mm/cm
Zeit : 0,5 s/cm

s_b = Weg am belasteten Stabende
 s_u = Weg am unbelasten Stabende



2. Versuch:

$P_{dyn(soll)} = 2100 \text{ kp}$

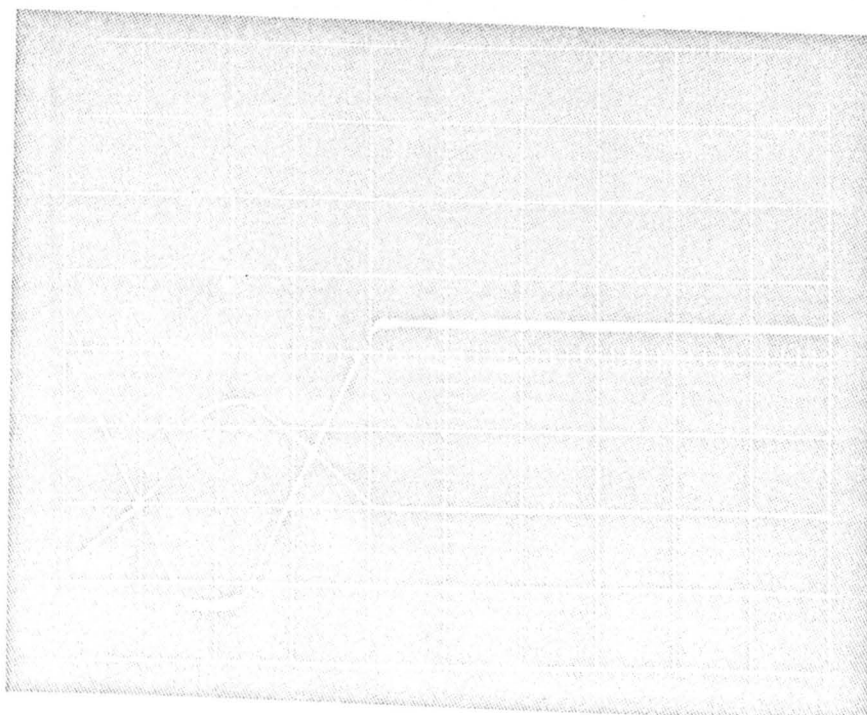
$P_{dyn \max} \approx 2100 \text{ kp}$

$s_b \max = 0,40 \text{ mm}$

$s_b \text{ bleib.} = 0,16 \text{ mm}$

$s_u \max. \approx 0,22 \text{ mm}$

$s_u \text{ bleib.} = 0,06 \text{ mm}$



3. Versuch:

$P_{dyn(soll)} = 2300 \text{ kp}$

$P_{dyn \max} \approx 2300 \text{ kp}$

$s_b \max = 0,48 \text{ mm}$

$s_b \text{ bleib.} = 0,19 \text{ mm}$

$s_u \max = 0,28 \text{ mm}$

$s_u \text{ bleib.} = 0,16 \text{ mm}$

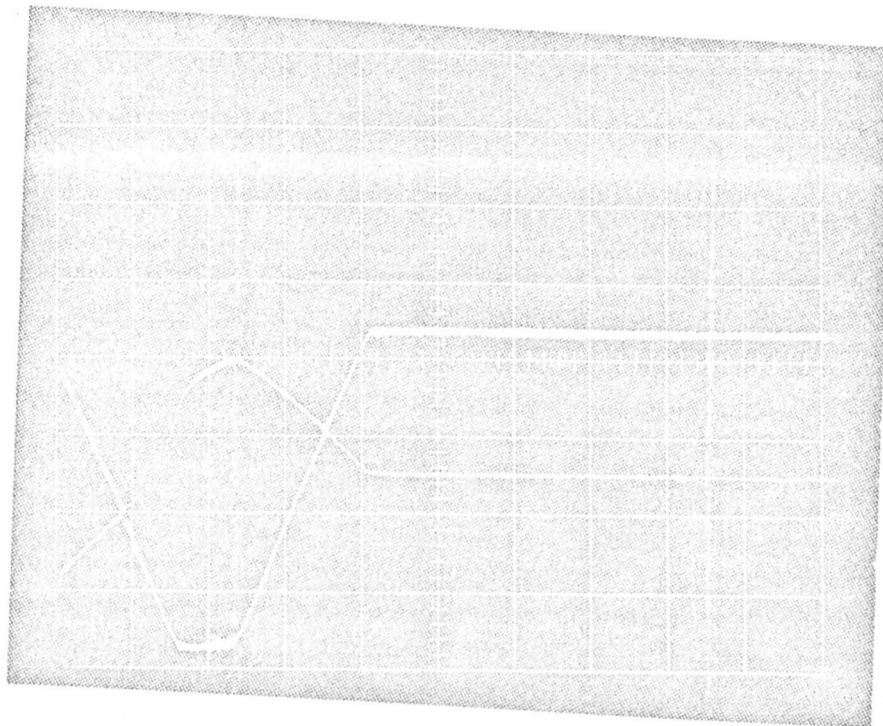
$d = 16 \text{ mm}$, BSt 42/50 RK, $l_v = 56 \text{ mm}$

statische Vorlast: $P_v = 1000 \text{ kp}$

Anstiegszeit der dynamischen Last: $t_A = 0,03 \text{ sec}$

Maßstäbe: Kraft : 625 kp/cm
Weg s_b : 0,2 mm/cm
Zeit : 0,5 s/cm

s_b = Weg am belasteten Stabende
 s_u = Weg am unbelasteten Stabende



4. Versuch

$P_{\text{dyn}}(\text{Soll}) = 2550 \text{ kp}$

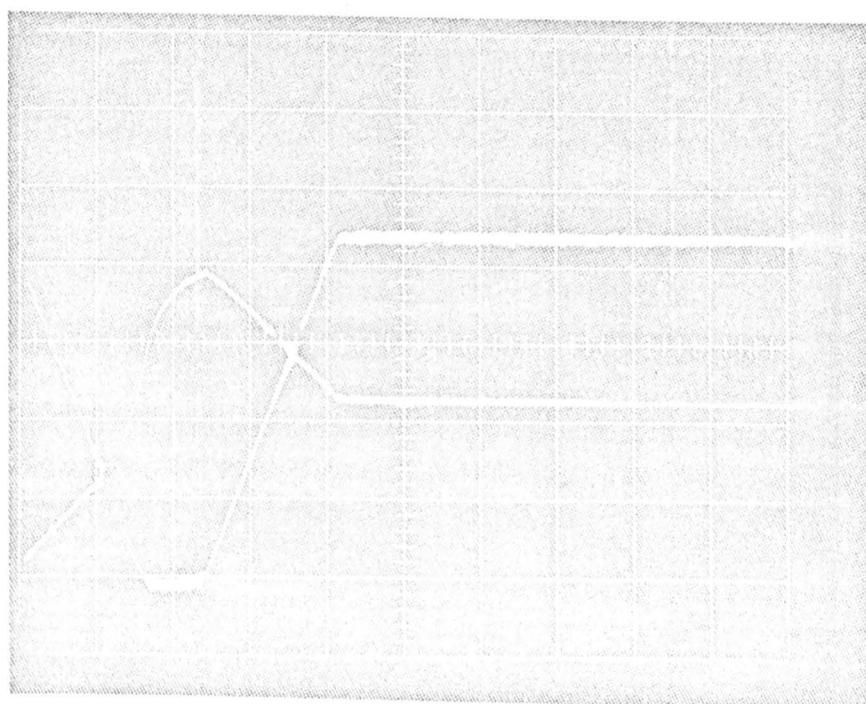
$P_{\text{dyn max}} = 2550 \text{ kp}$

$s_{b \text{ max}} = 0,59 \text{ mm}$

$s_{b \text{ bleib}} = 0,29 \text{ mm}$

$s_{u \text{ max}} = 0,37 \text{ mm}$

$s_{u \text{ bleib}} = 0,28 \text{ mm}$



5. Versuch

$P_{\text{dyn}}(\text{Soll}) = 2810 \text{ kp}$

$P_{\text{dyn max}} \approx 2810 \text{ kp}$

$s_{b \text{ max}} = 0,78 \text{ mm}$

$s_{b \text{ bleib}} = 0,44 \text{ mm}$

$s_{u \text{ max}} = 0,53 \text{ mm}$

$s_{u \text{ bleib}} = 0,43 \text{ mm}$

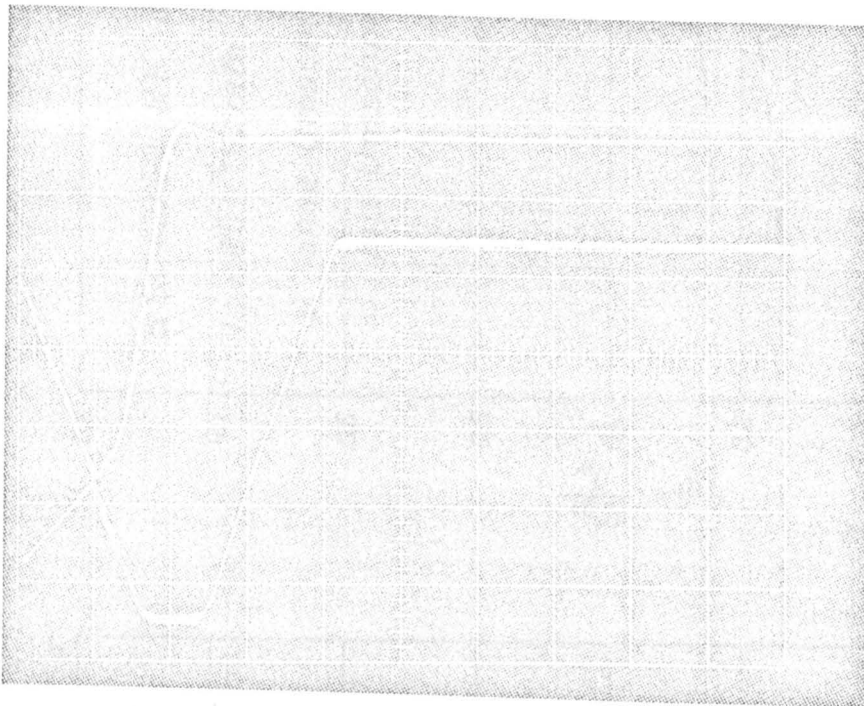
$d = 16 \text{ mm}$, BSt 42/50 RK, $l_v = 56 \text{ mm}$

statische Vorlast: $P_v = 1000 \text{ kp}$

Anstiegszeit der dynamischen Last: $t_A = 0,03 \text{ sec}$

Maßstäbe: Kraft : 625 kp/cm
Weg s_b : 0,2 mm/cm
Zeit : 0,5 s/cm

s_b = Weg am belasteten Stabende
 s_u = Weg am unbelasteten Stabende



6. Versuch

$P_{\text{dyn}} (\text{Soll}) = 3100 \text{ kp}$

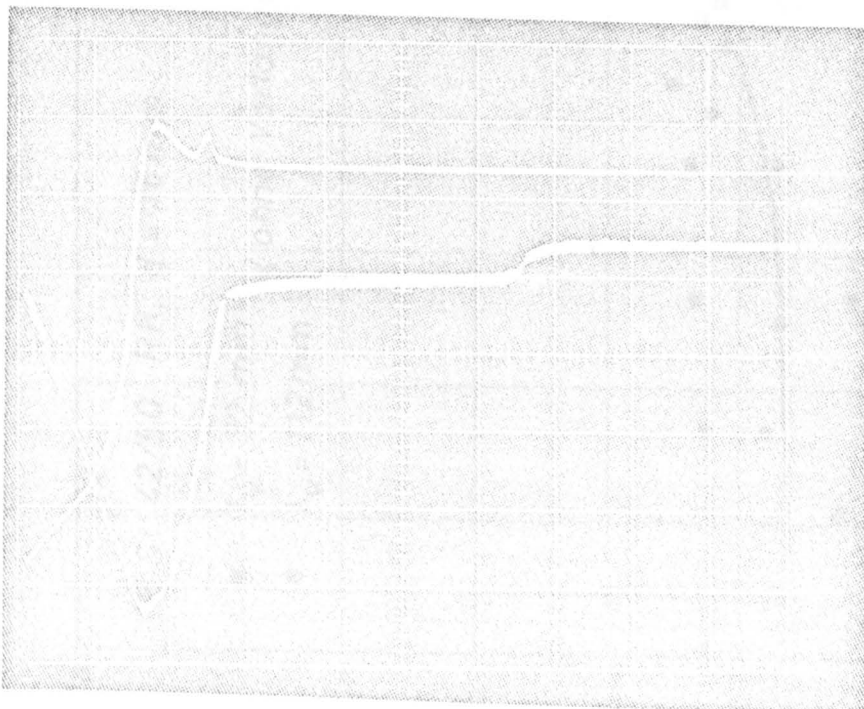
$P_{\text{dyn max}} = 3070 \text{ kp}$

$s_b \text{ max} \approx 1,18 \text{ mm}$

$s_b \text{ bleib.} \approx 1,16 \text{ mm}$

$s_u \text{ max} > 1 \text{ mm}$

$s_u \text{ bleib.} > 1 \text{ mm}$



7. Versuch

$P_{\text{dyn}} (\text{Soll}) = 3100 \text{ kp}$

(Wiederholung)

$P_{\text{dyn max}} = 3000 \text{ kp}$

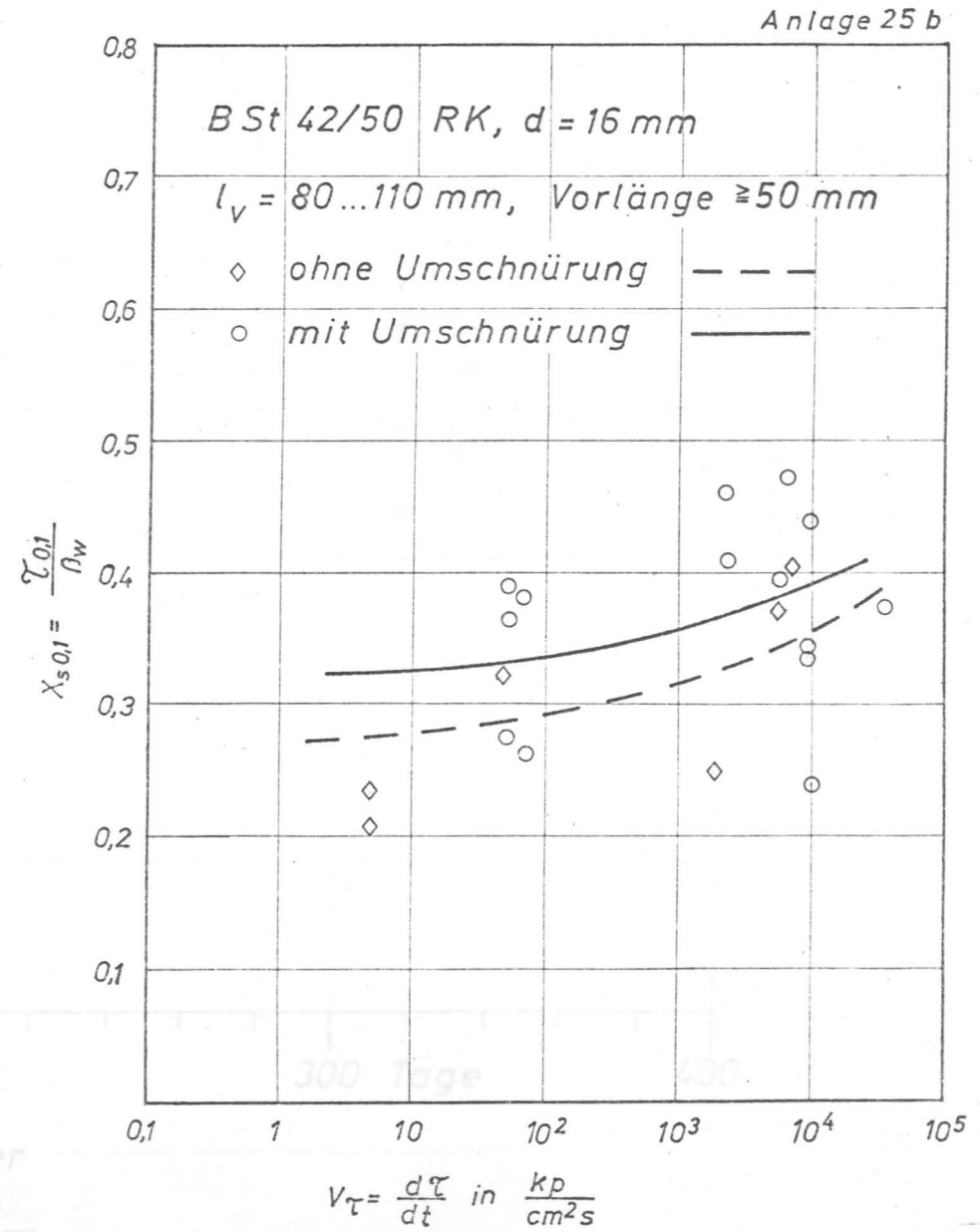
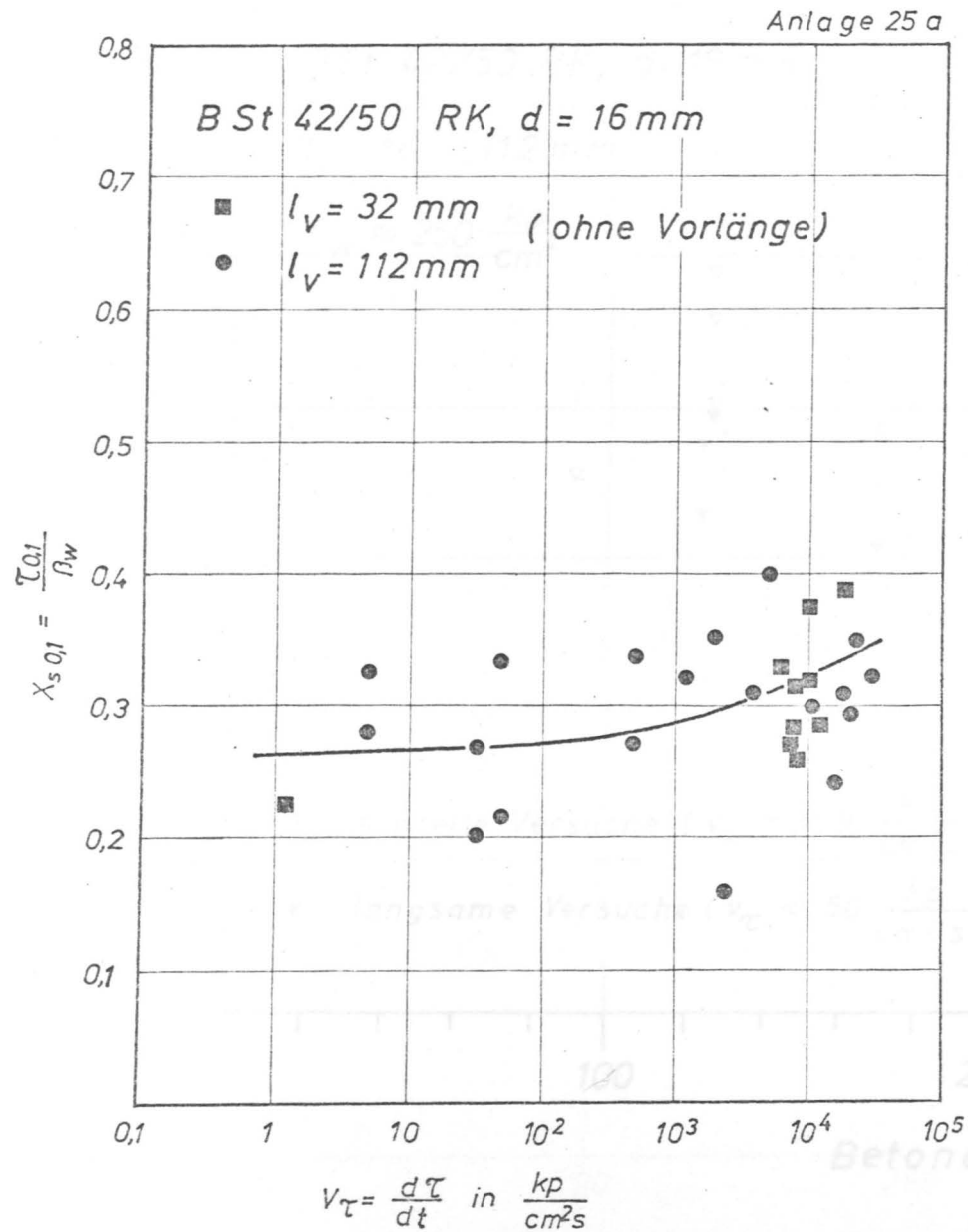
$s_b \text{ max} \approx 1,20 \text{ mm}$

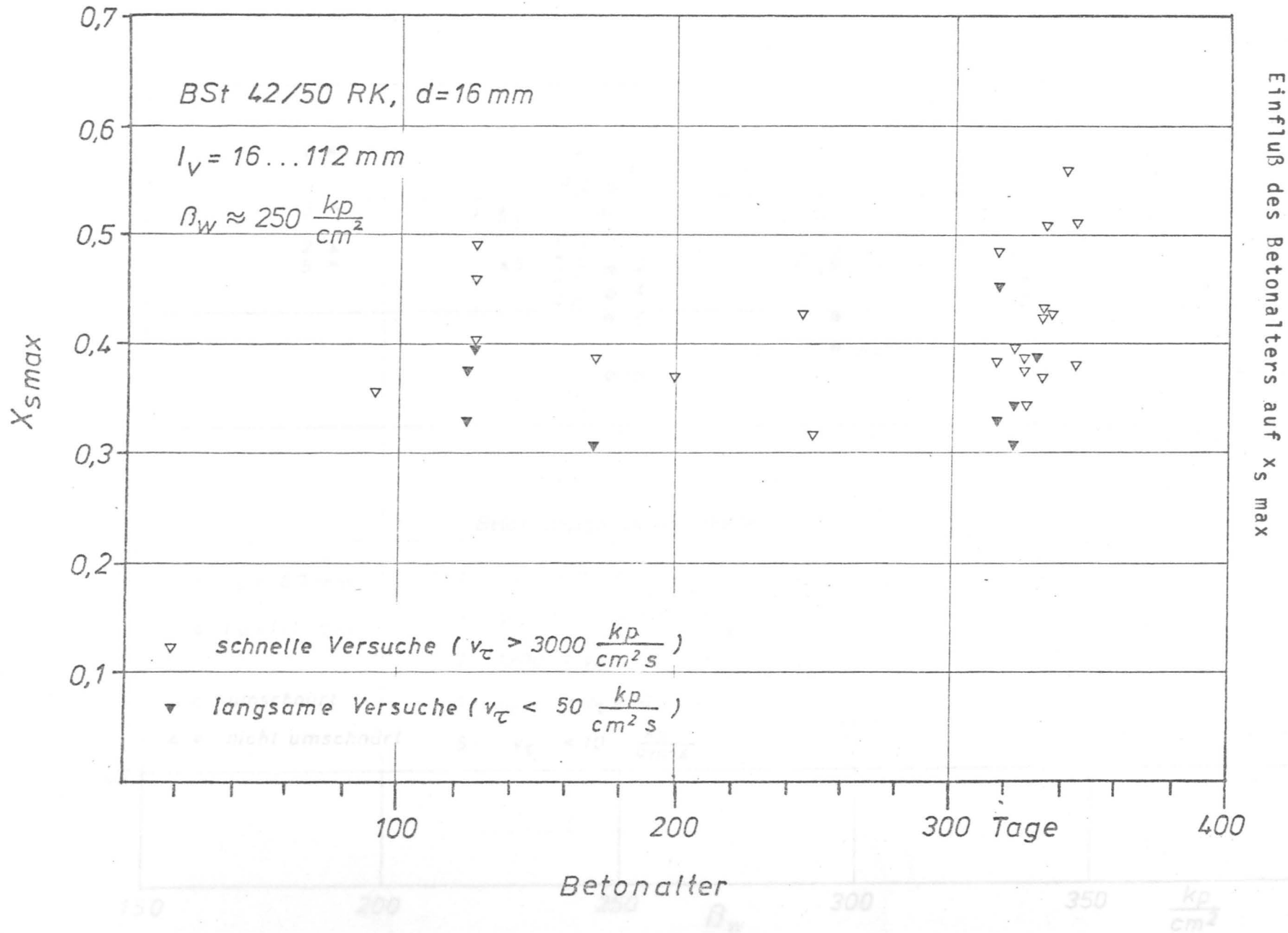
$s_b \text{ bleib.} \approx 1,08 \text{ mm}$

$s_u \text{ max} > 1 \text{ mm}$

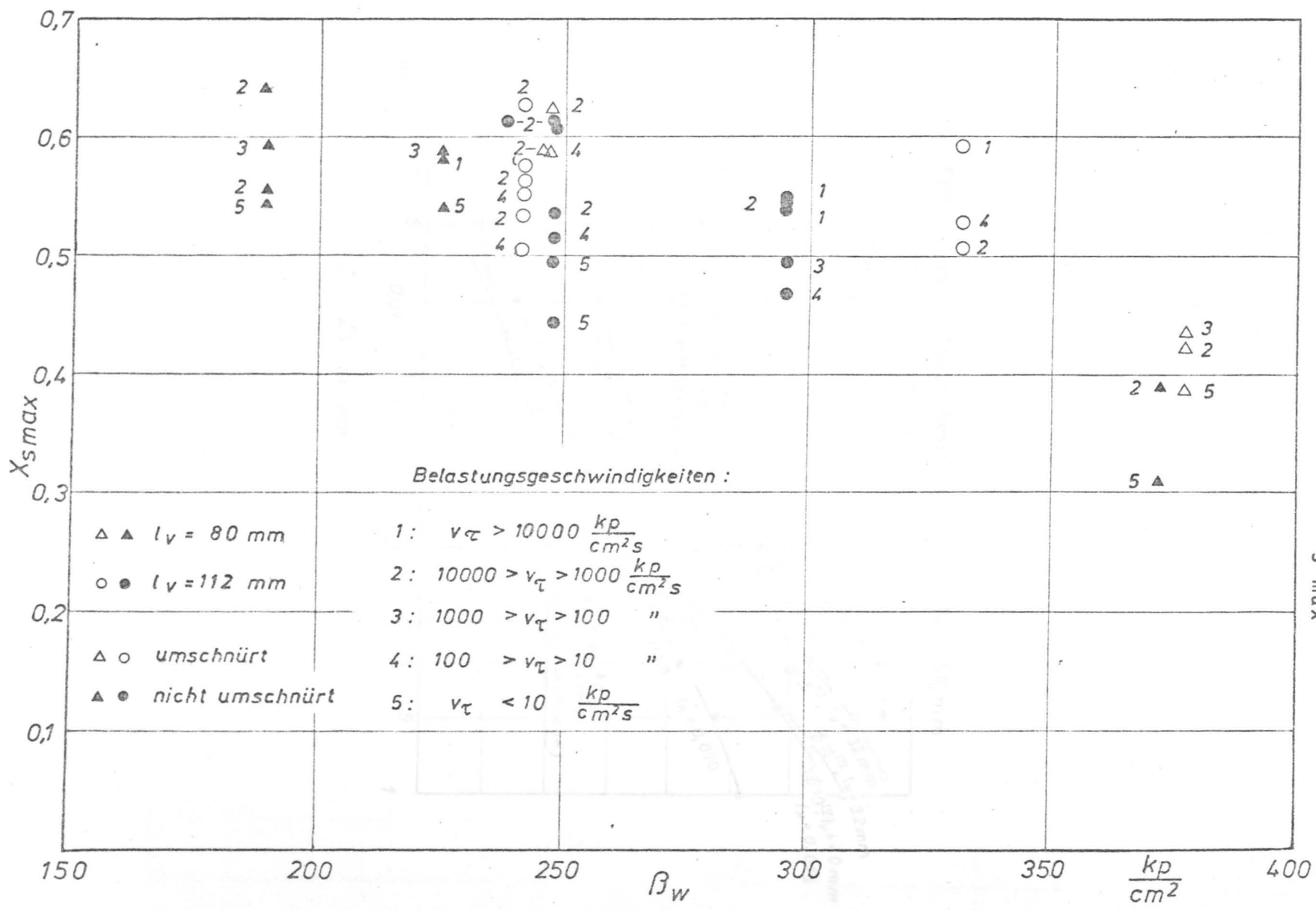
$s_u \text{ bleib.} > 1 \text{ mm}$

(Vorlast hält!)





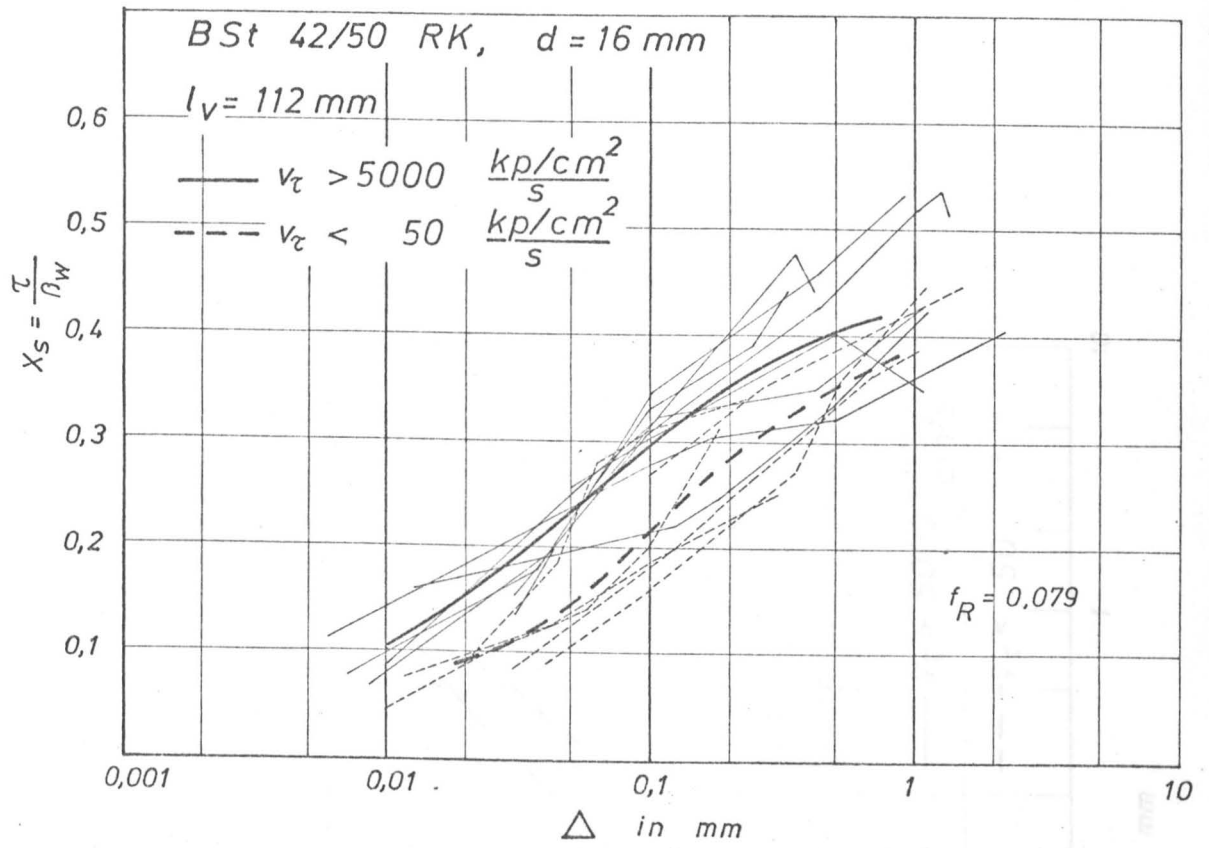
Einfluß der Betonfestigkeit auf $x_{s \max}$



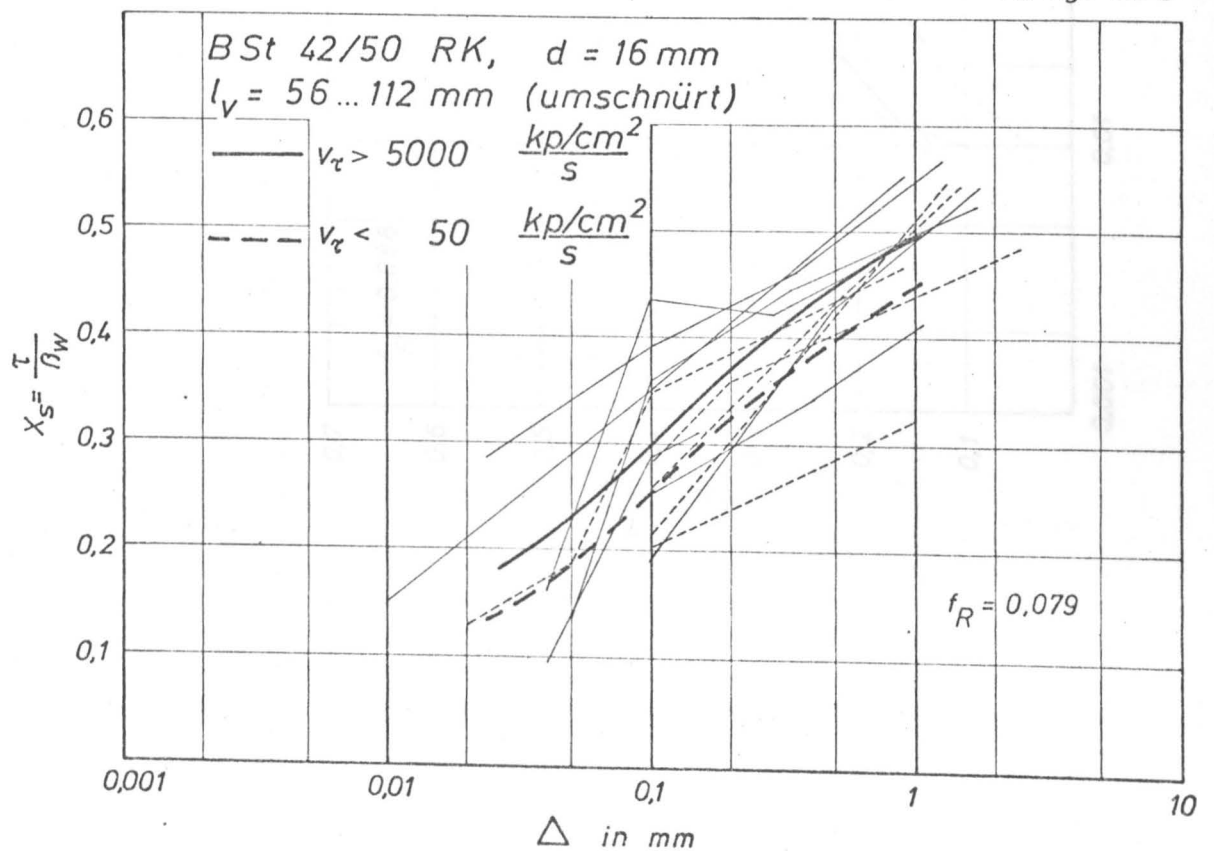
Anlage 29 b

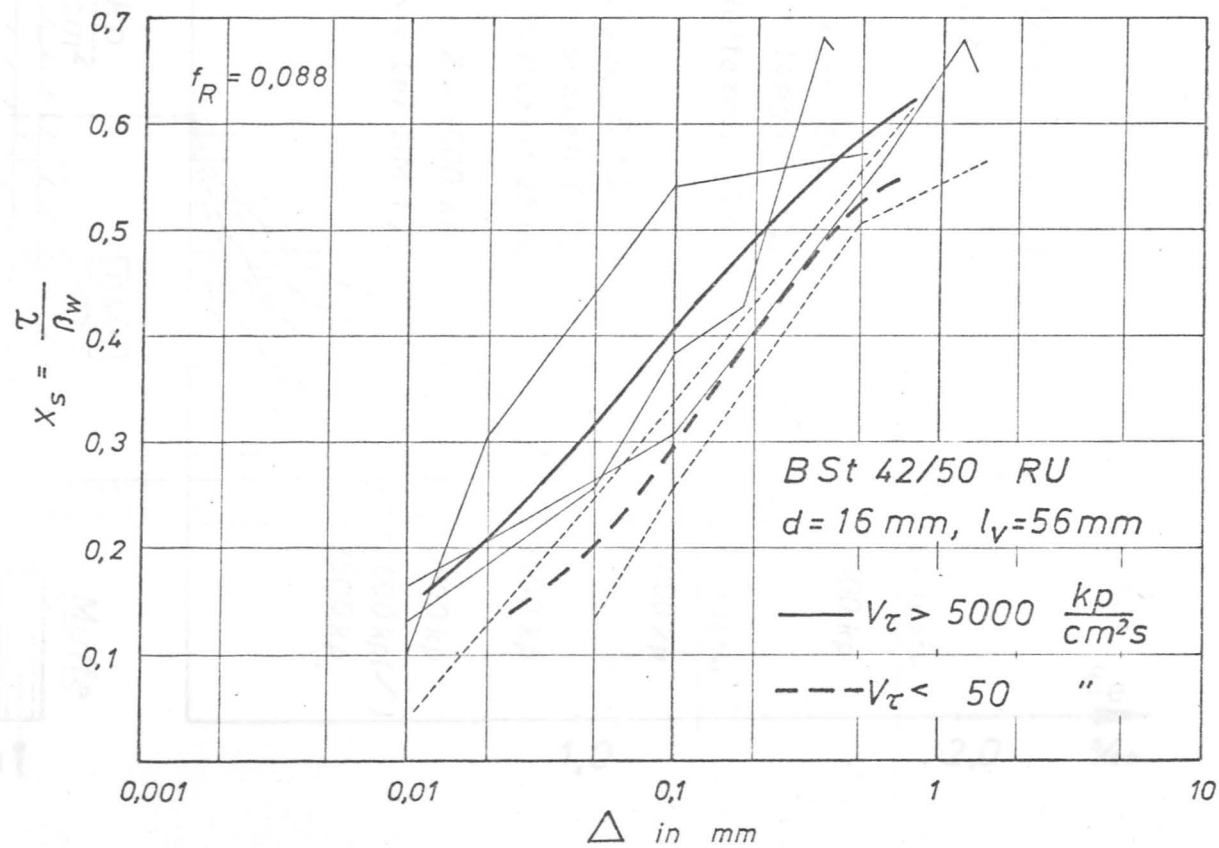
Anlage 29

Anlage 29a



Anlage 29 b





Anlage 30

Stahldehnungsverlauf bei einer Verbundlänge

$$l_v = 30 \text{ d}$$

BSt 42/50 RK, $d = 16 \text{ mm}$

$$f_R = 0,083$$

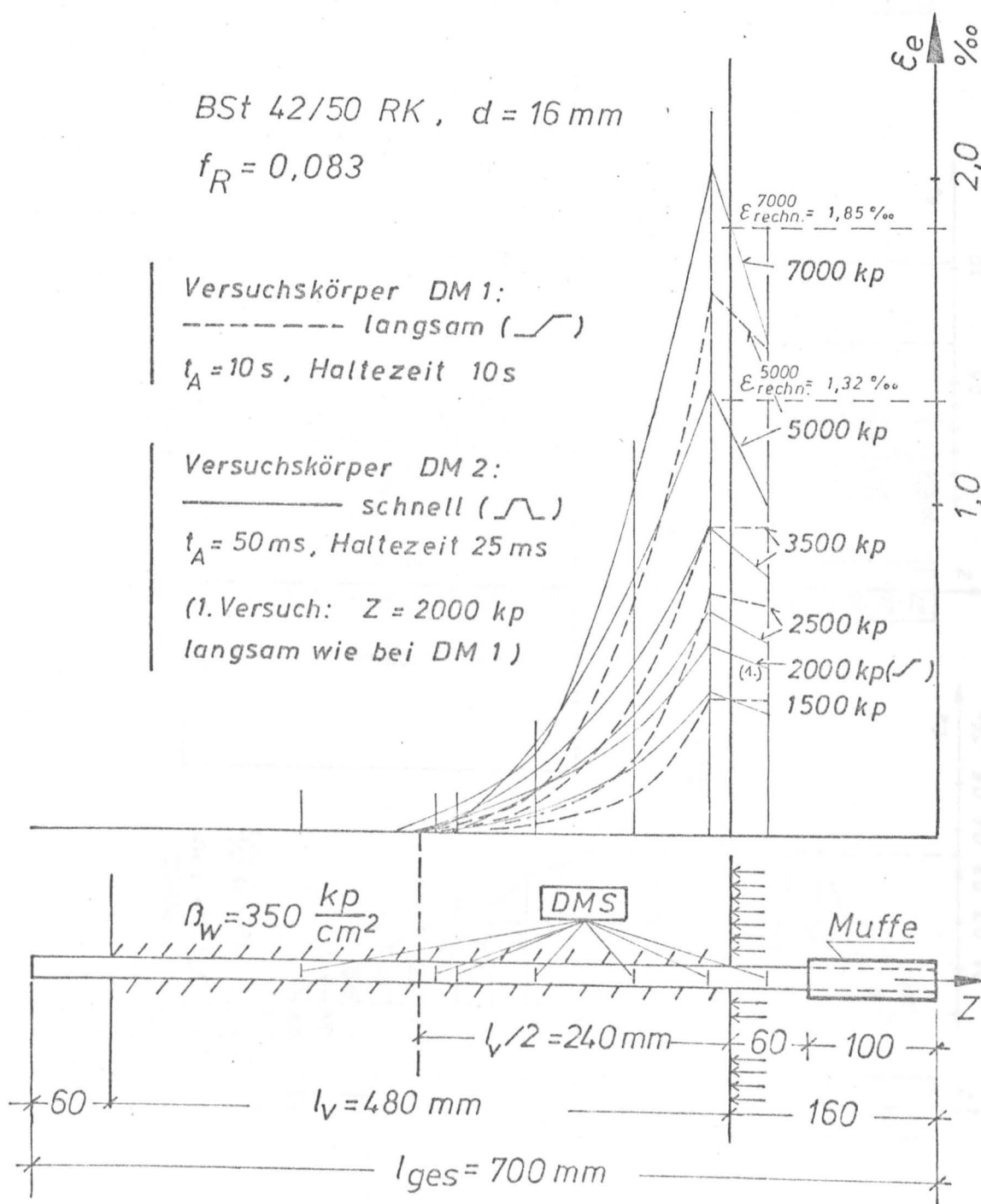
Versuchskörper DM 1:
----- langsam (—) (—)

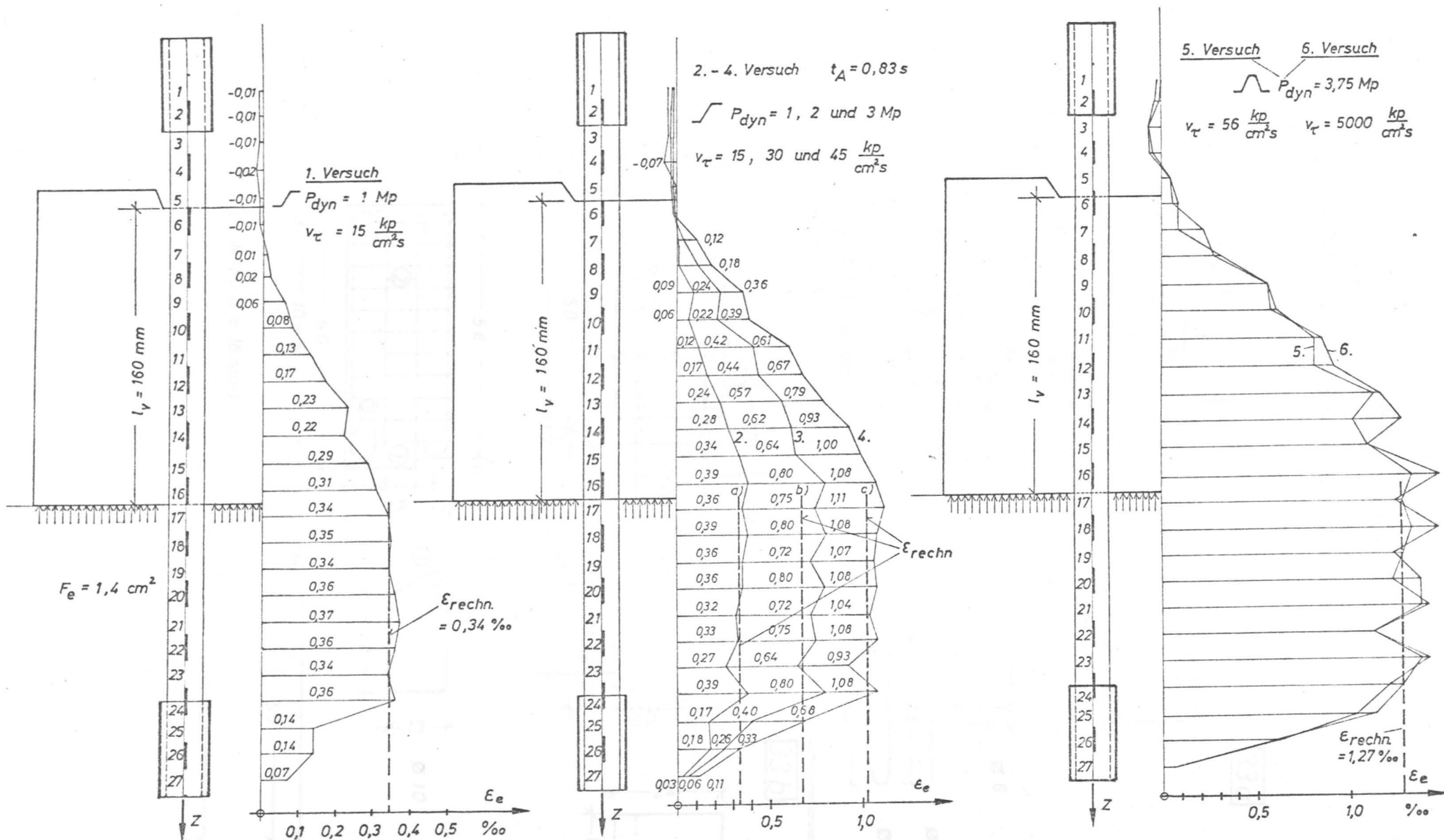
$t_A = 10 \text{ s}$, Haltezeit 10 s

Versuchskörper DM 2:
———— schnell (—) (—)

$t_A = 50 \text{ ms}$, Haltezeit 25 ms

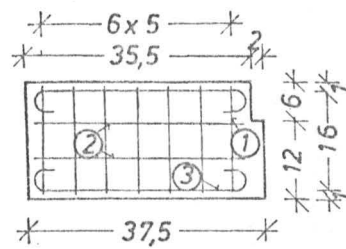
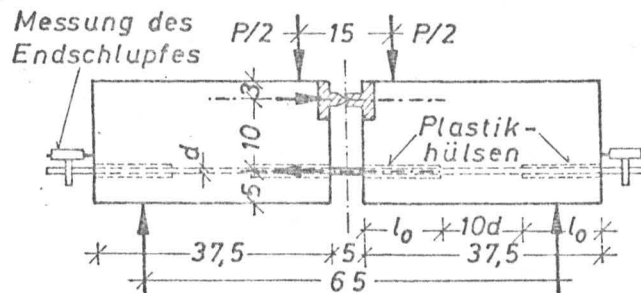
(1. Versuch: $Z = 2000 \text{ kp}$
langsam wie bei DM 1)



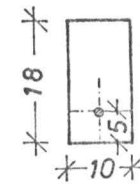


Anlage 33

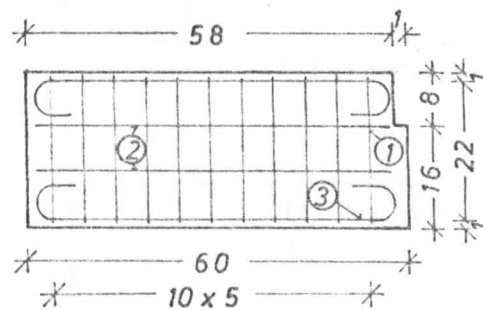
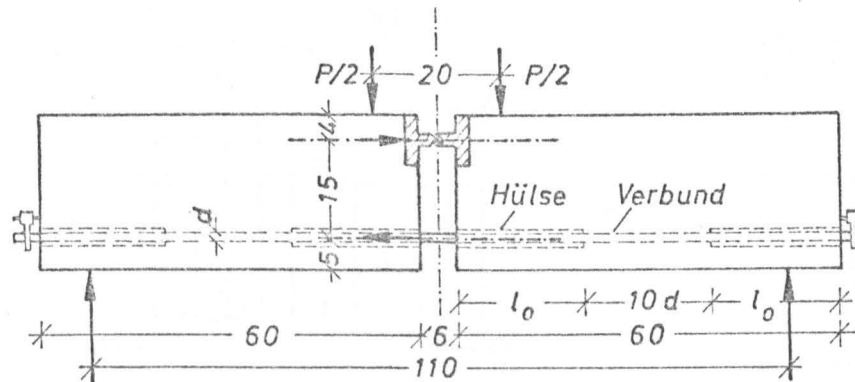
beam-test Versuchskörper nach RILEM.



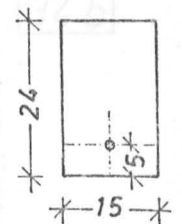
Typ A (für $d \leq 16 \text{ mm}$)



- ① $\varnothing 6$
- ② $\varnothing 6$
- ③ $\varnothing 8$



Typ B (für $d \geq 16 \text{ mm}$)



- ① $\varnothing 10$
- ② $\varnothing 10$
- ③ $\varnothing 12$

Anlage 34

Bewehrung der Versuchsbalken

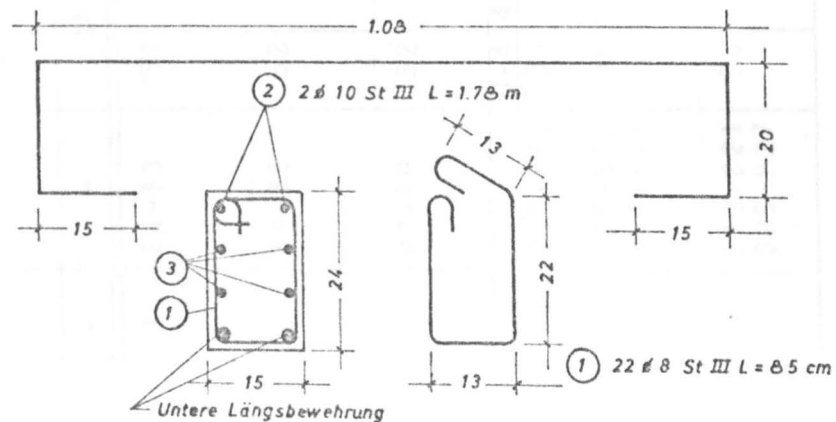
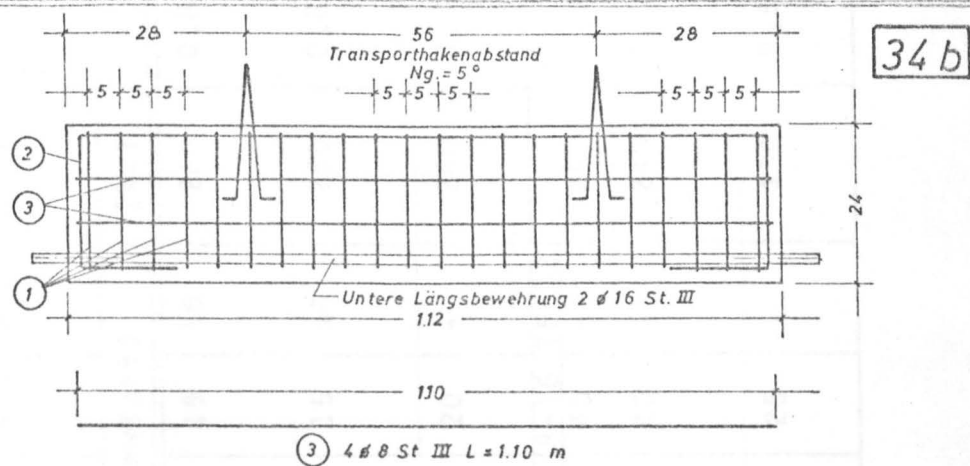
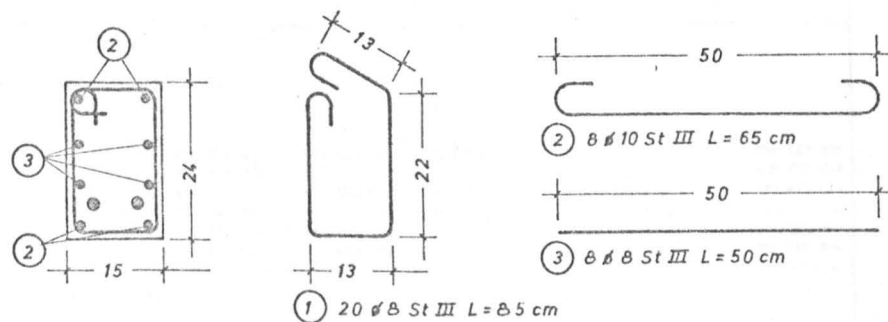
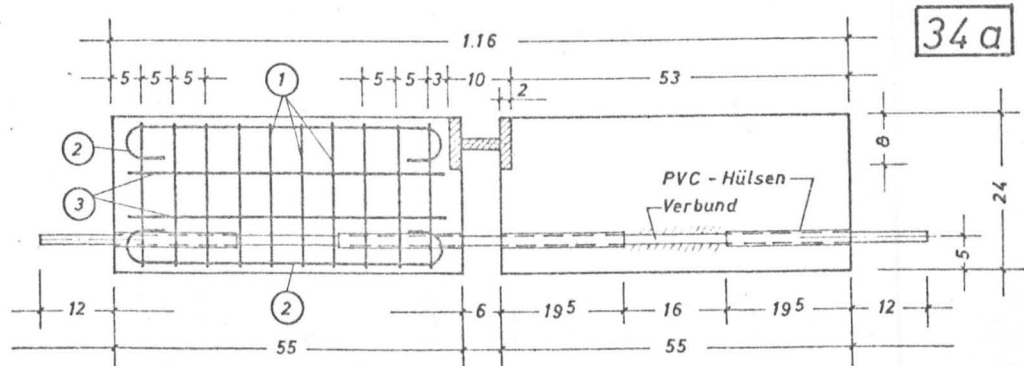
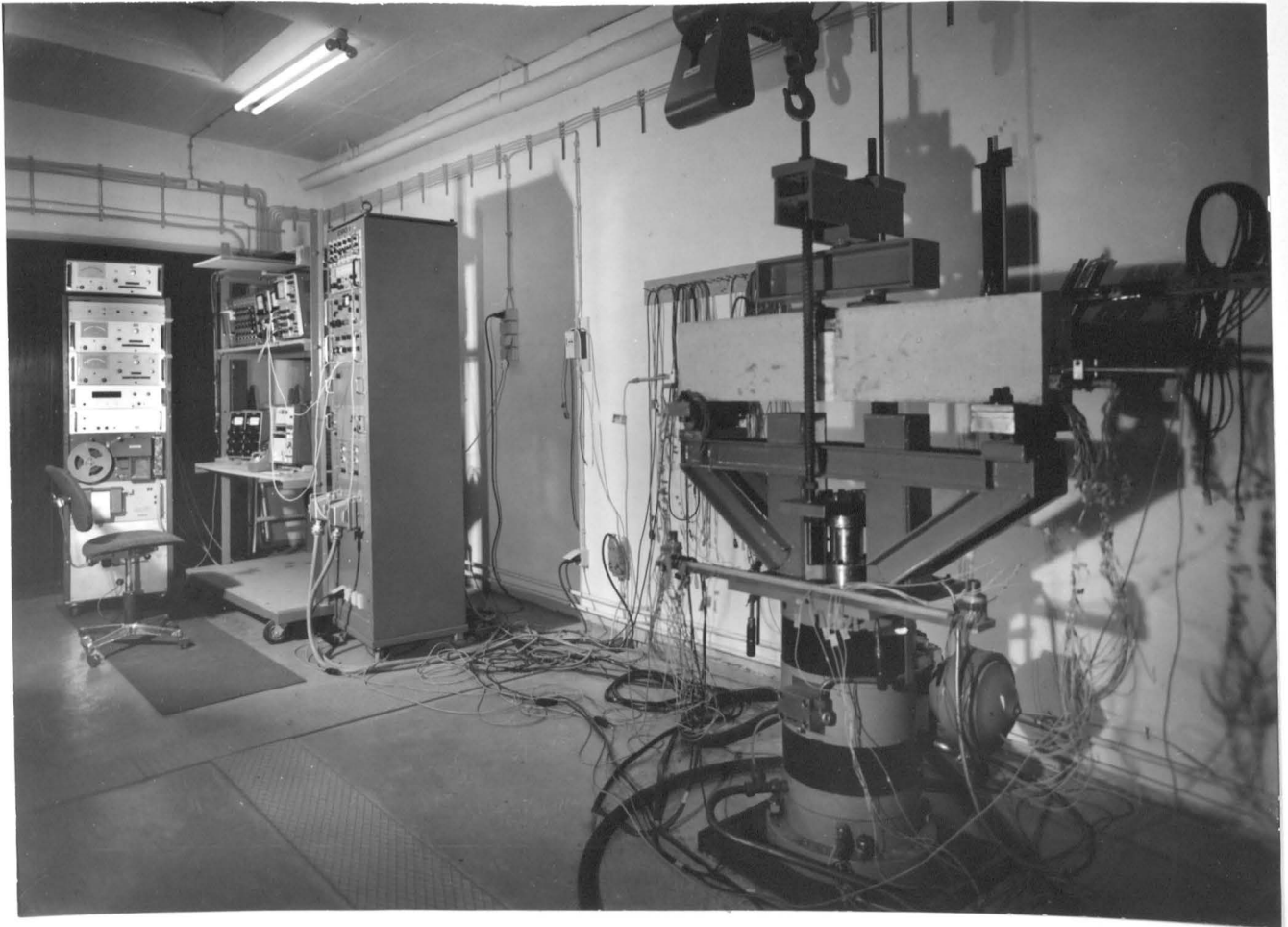


Tabelle: Betonzusammensetzung und Festigkeitswerte der Versuchsbalken.

Ifd. Nr.	Balken- Nr.	Kornanteile				Zement- gehalt	Wasser- zement- faktor W/Z	Würfeldruck- festigkeit Tage/B _W	Prismendruck- festigkeit B _p	E-Modul
		0-3	3-7	7-15	15-30					
-	-	[%-Gewicht]				[kp]	-	[kp/cm ²]	[kp/cm ²]	[kp/cm ²]
1	B1-B3	52	23	15	10	260	0,89	7/147 28/212 55/238	191	247.10 ³
2	B4-B6	52	23	15	10	260	0,89	7/166 28/256 56/285	233	279.10 ³
3	B7-B9	52	28	20	-	260	0,86	7/178 28/234 56/263	221	279.10 ³
4	B10-B15	0-4	4-8	8-16	16-32	240	0,86	44/293	242	300.10 ³
		34	26	40	-					
5	B16-B18 B22-B24	34	26	40	-	240	0,86	21/297 28/303	243	301.10 ³
6	B19-B21 B25-B27	53	22	25		330	0,50	41/547 1M.536 71/524	-	-



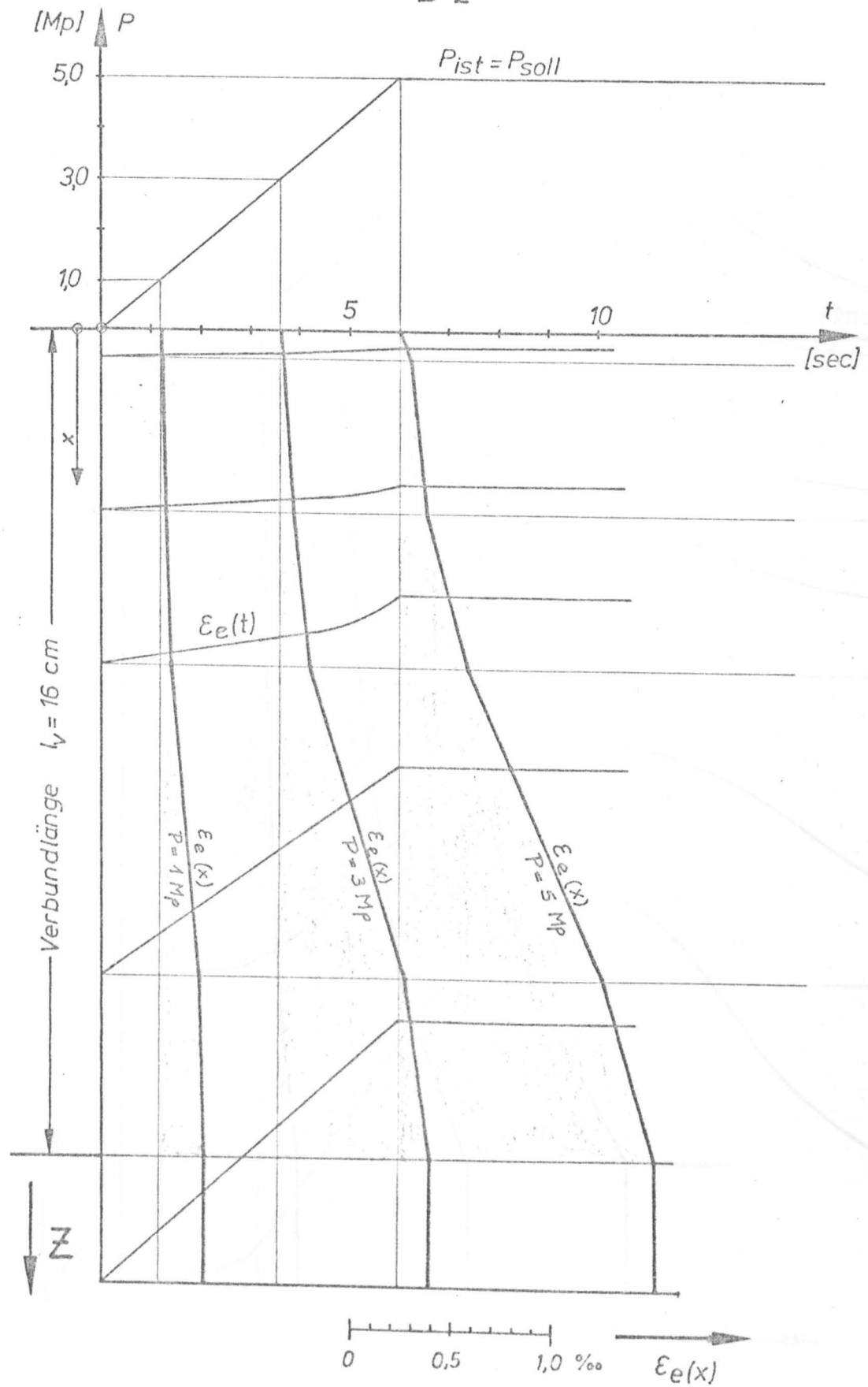
Versuchsaufbau für Biegehaftversuche

Anlage 37: Auswertung der "Biegehaftversuche" - Berechnung der bezogenen, maximalen Verbundspannungen

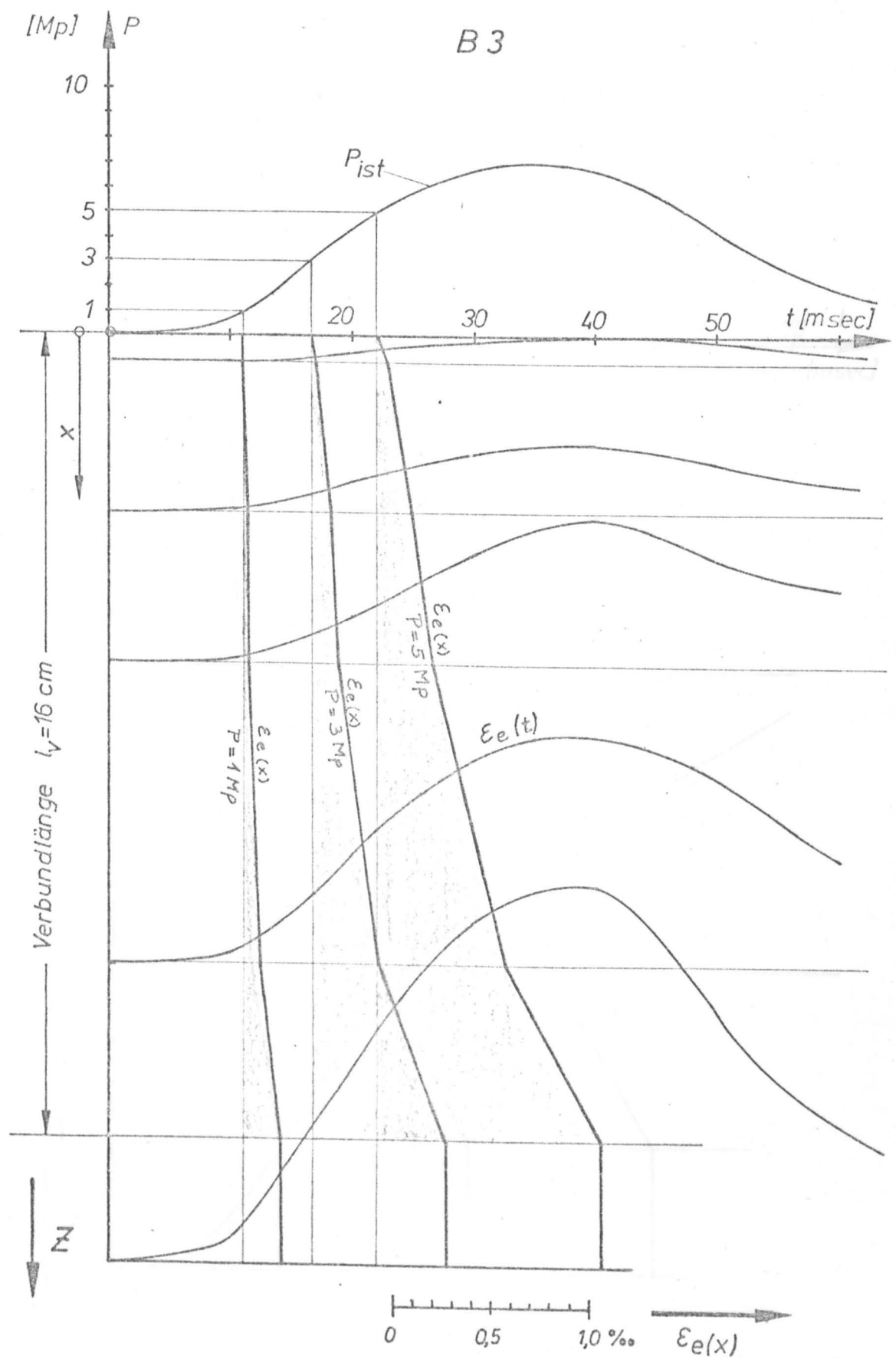
Balken Nr.	V_P	V_Z	V_τ	Vorlast Z_V	p_{dyn}^{max}	Z_{dyn}^{max}	Z_{gesamt}	τ_{max}	β_w	X_{Smax}	Bemerkungen
-	Mp/s	Mp/s	$\frac{kp/cm^2}{s}$	kp	kp	kp	kp	kp/cm ²	kp/cm ²	-	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
B 3	385	454	5645	970	6970	8225	9195	114	2238	0,479	Kraftfunktion \wedge 20 Hz - ausgezogen - Nach Erreichen der Höchstlast Kraft- abfall nur bis 7825 kp (nicht ausgezogen) Plötzlicher Bruch nach 5 s Last- haltung.
B 4	278	328	4078	970	8225	9705	10675	133	285	0,467	
B 5	0,85	1,00	12,4	970	6750	7965	8935	111	285	0,389	
B 6	280	330	4103	970	7500	8850	9820	122	285	0,428	Doppelauslösung 12,5 Mp \wedge 15 Hz (1. Impuls Pist = 7000 kp) B 7 - B 9 Wegen Bildausfall $Z_{max} B 8$ = 2 Stäbe aus ϵ_e ermittelt. ϕ 16 mm Maximale Durchbiegung $f_m = 18$ mm
B 7	2,56	3,02	18,8	970	11250	13275	14245	89	263	0,338	
B 8	25	29,5	183	970	-	12440	13410	83	263	0,316	
B 9	375	443	2754	970	11875	14015	14985	93	263	0,354	h' = 4,3 cm \rightarrow Z/P = 1,13 h' = 4,5 cm \rightarrow Z/P = 1,15 h' = 4,6 cm \rightarrow Z/P = 1,15 h' = 4,8 cm \rightarrow Z/P = 1,17 h' = 4,8 cm \rightarrow Z/P = 1,17 h' = 5,0 cm \rightarrow Z/P = 1,18 B 13 - B 15 = 2 Stäbe ϕ 16 mm
B 10	0,30	0,34	4,2	935	6250	7065	8000	99	293	0,338	
B 11	188	216	2685	950	8750	10065	11015	137	293	0,468	
B 12	4,17	4,80	60	950	7125	8195	9145	114	293	0,389	
B 13	0,27	0,32	2,0	965	13000	15210	16175	101	293	0,345	
B 14	225	263	1635	965	13875	16235	17120	106	293	0,362	
B 15	22	26	162	970	11875	14015	14985	93	293	0,317	

Anlage 38 a

B 2

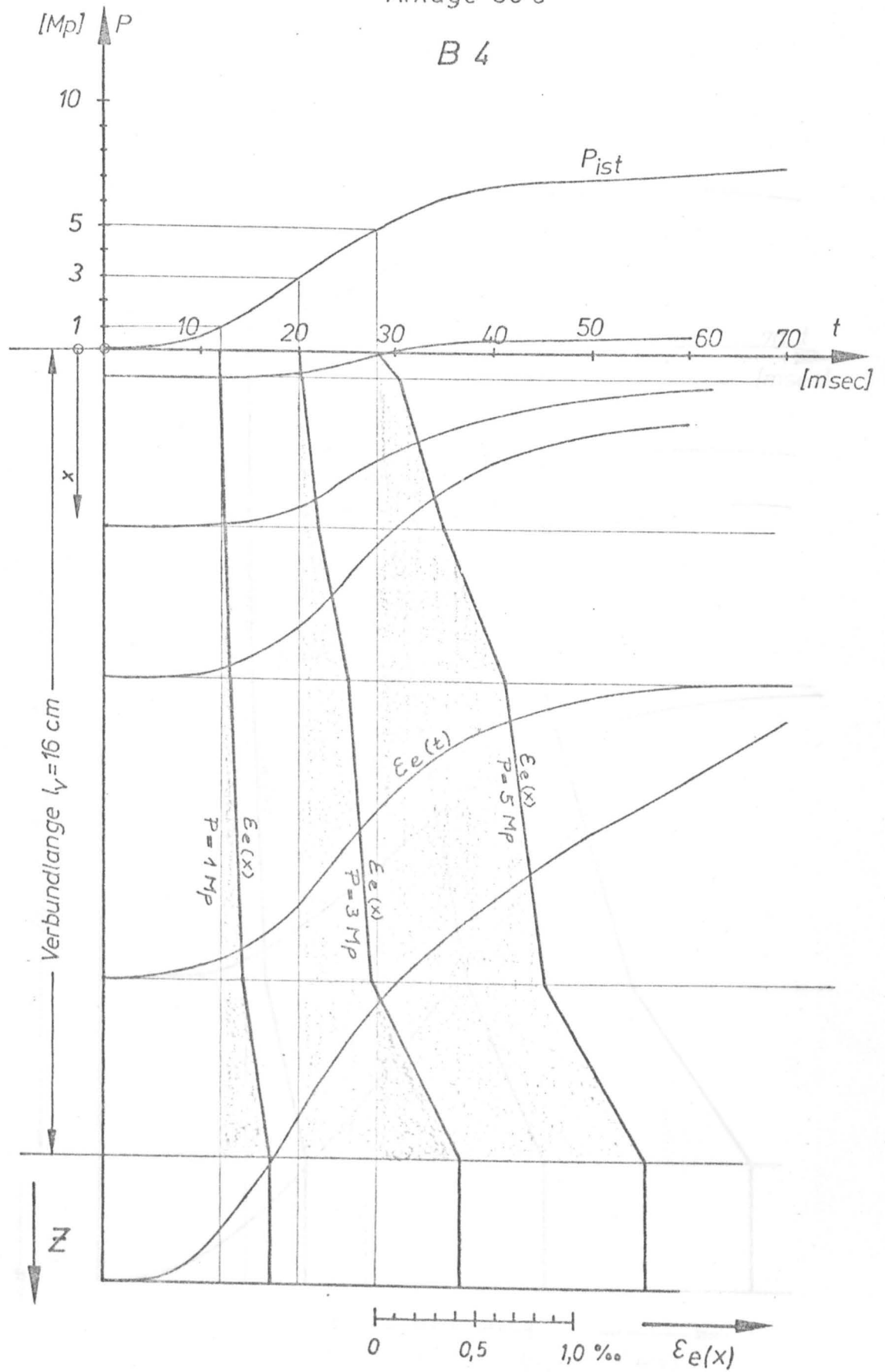


Anlage 38 b



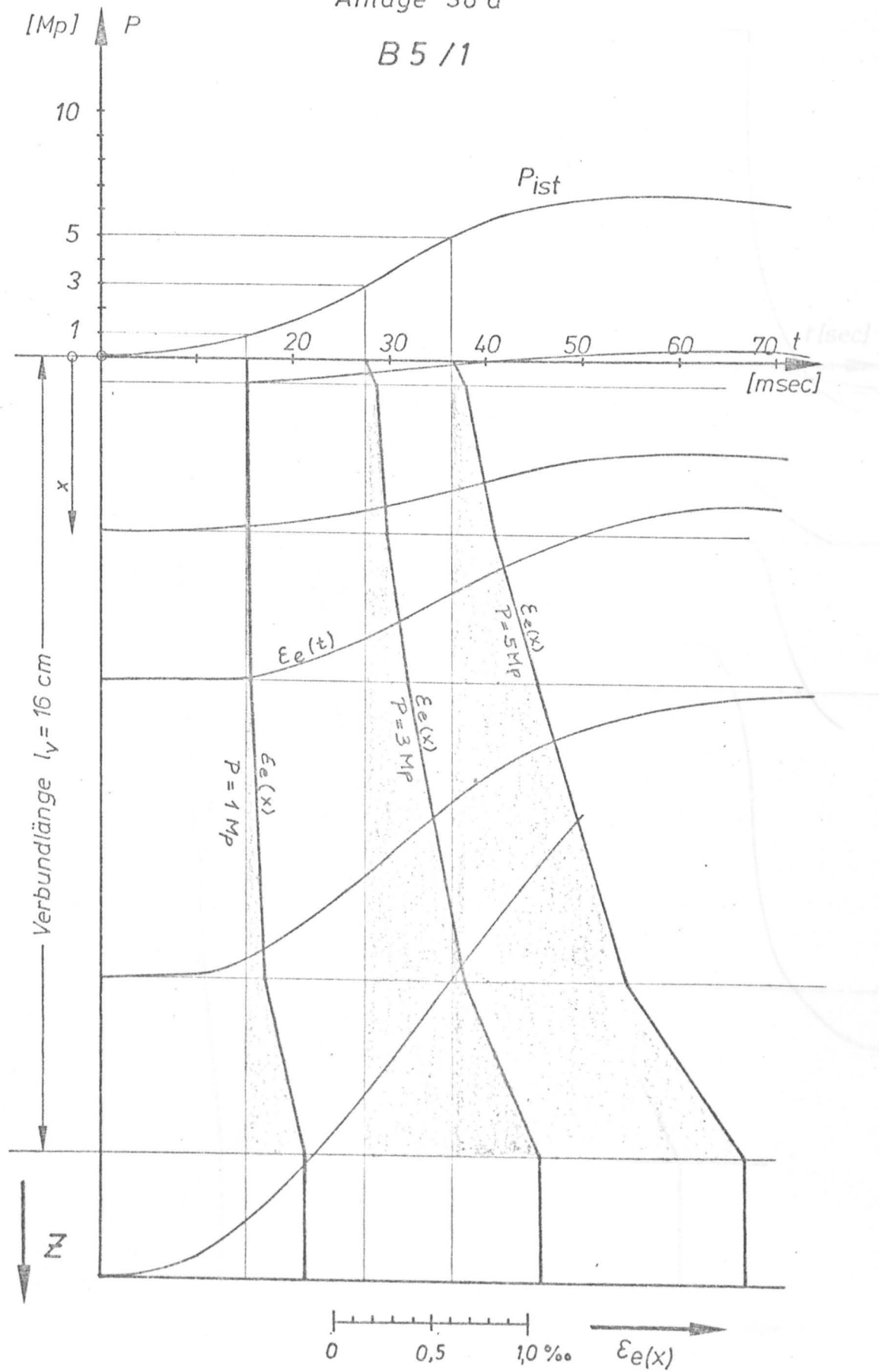
Anlage 38 c

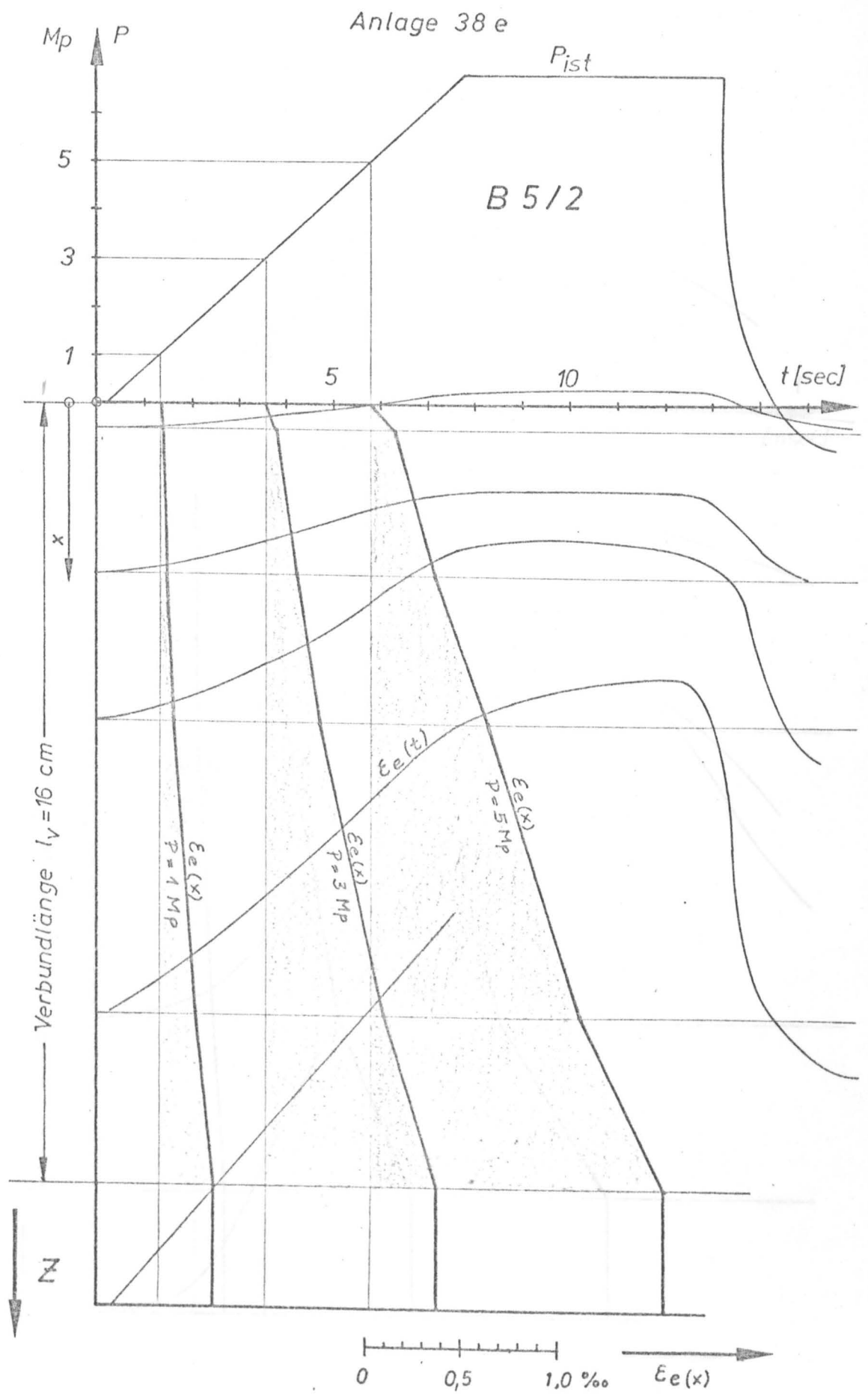
B 4



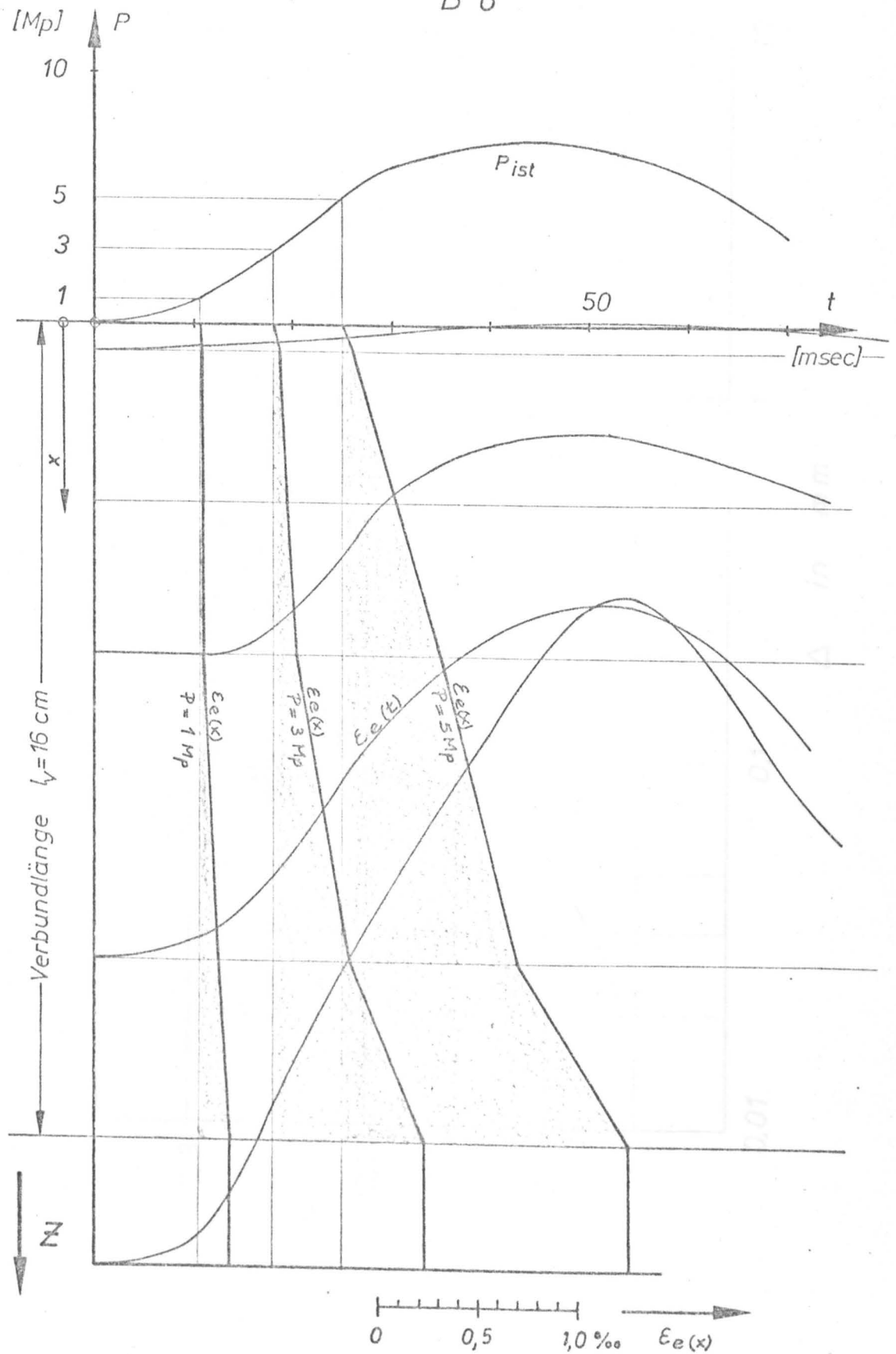
Anlage 38 d

B5 /1

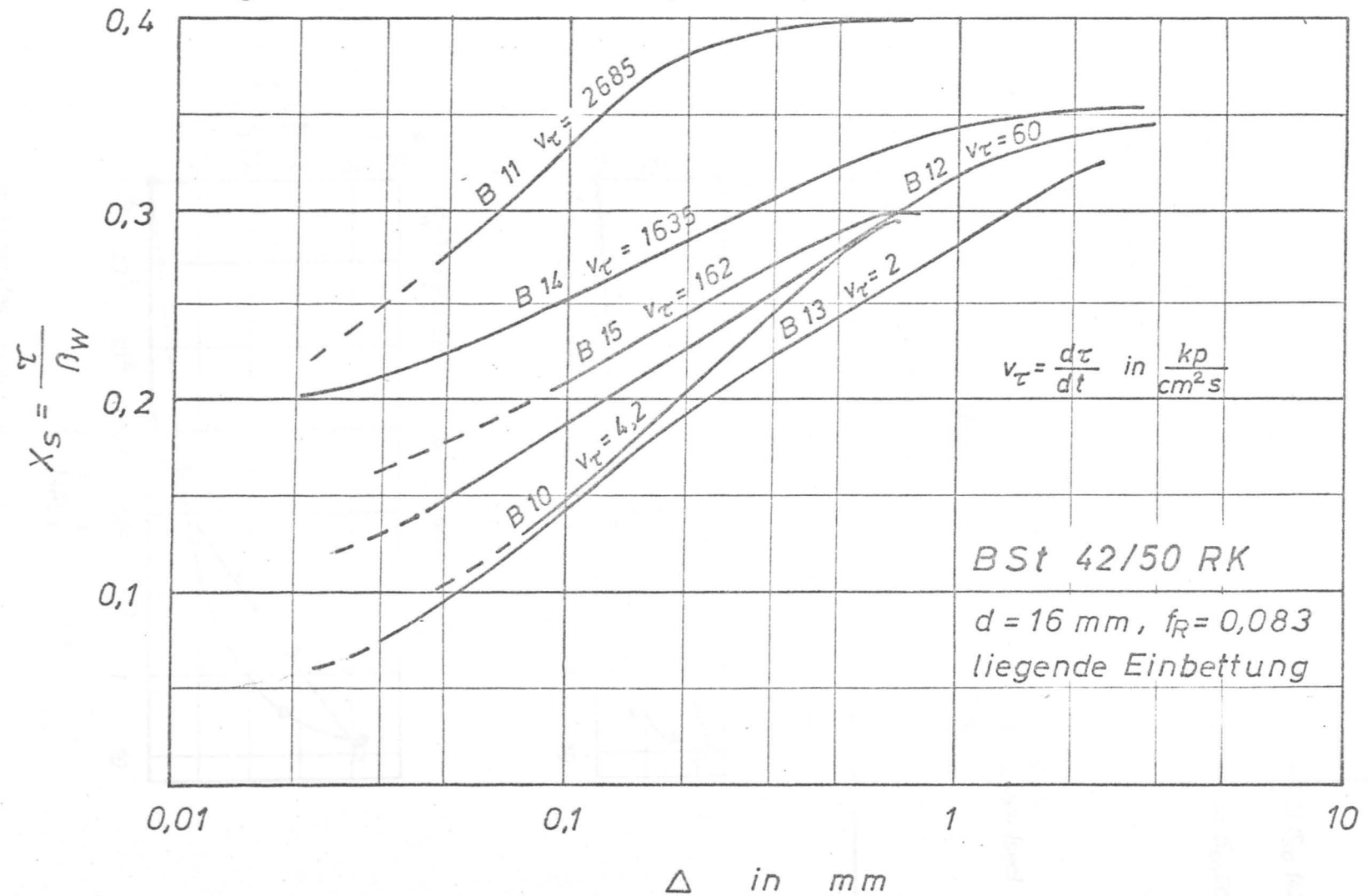




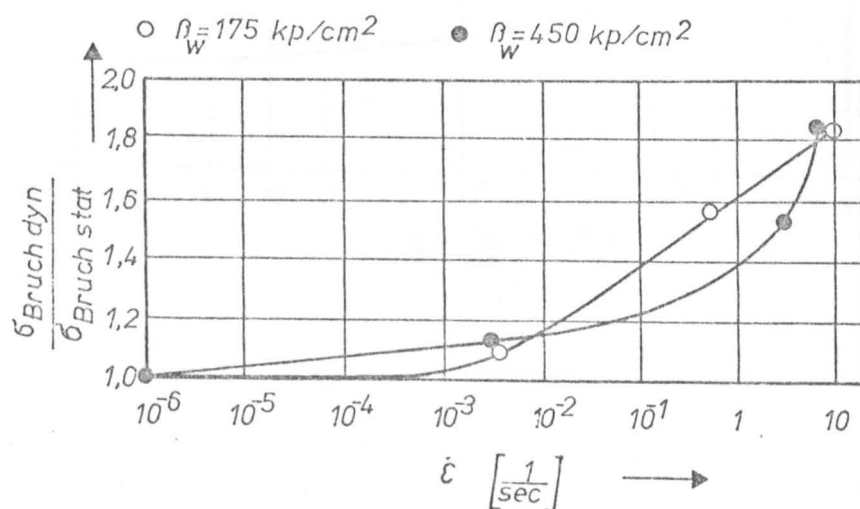
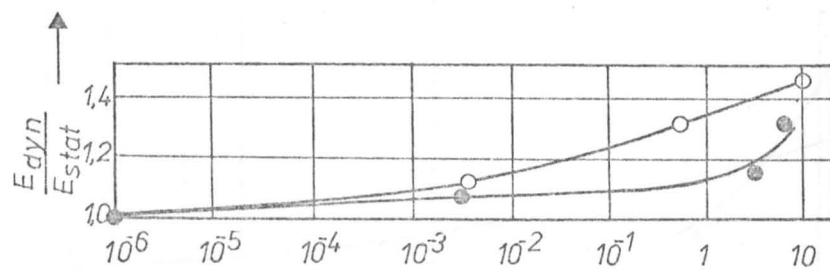
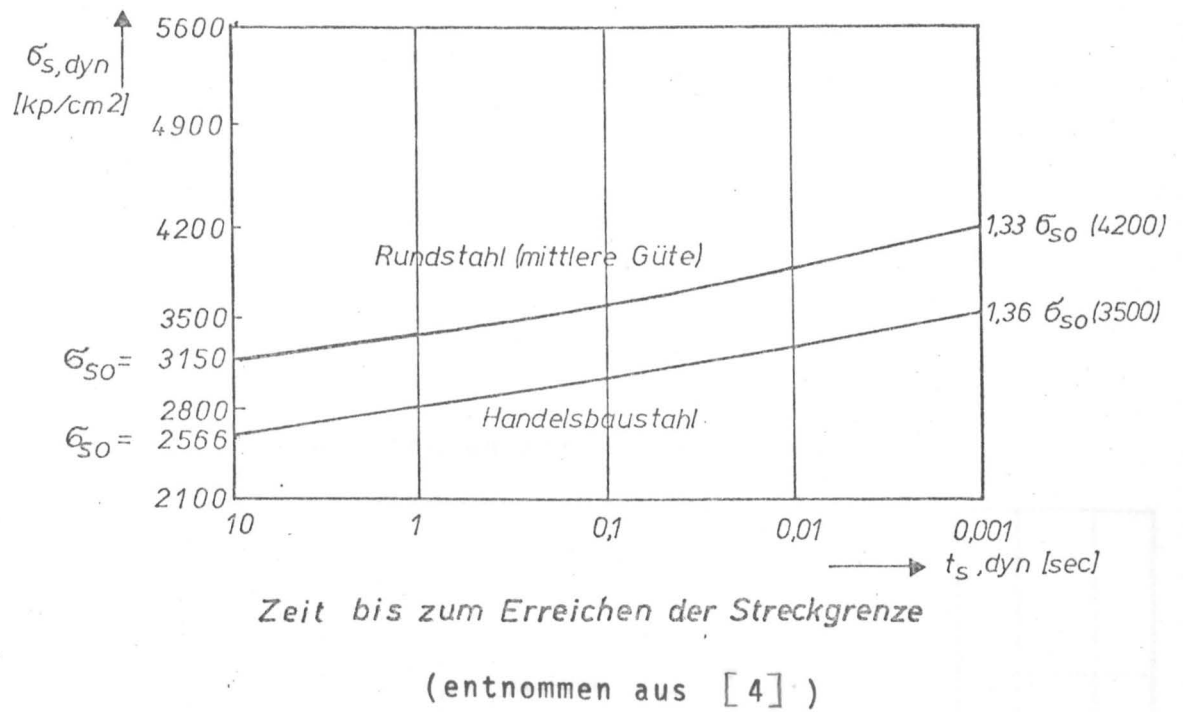
B 6



$\chi_S - \Delta$ - Kurven aus Biegehaftversuchen

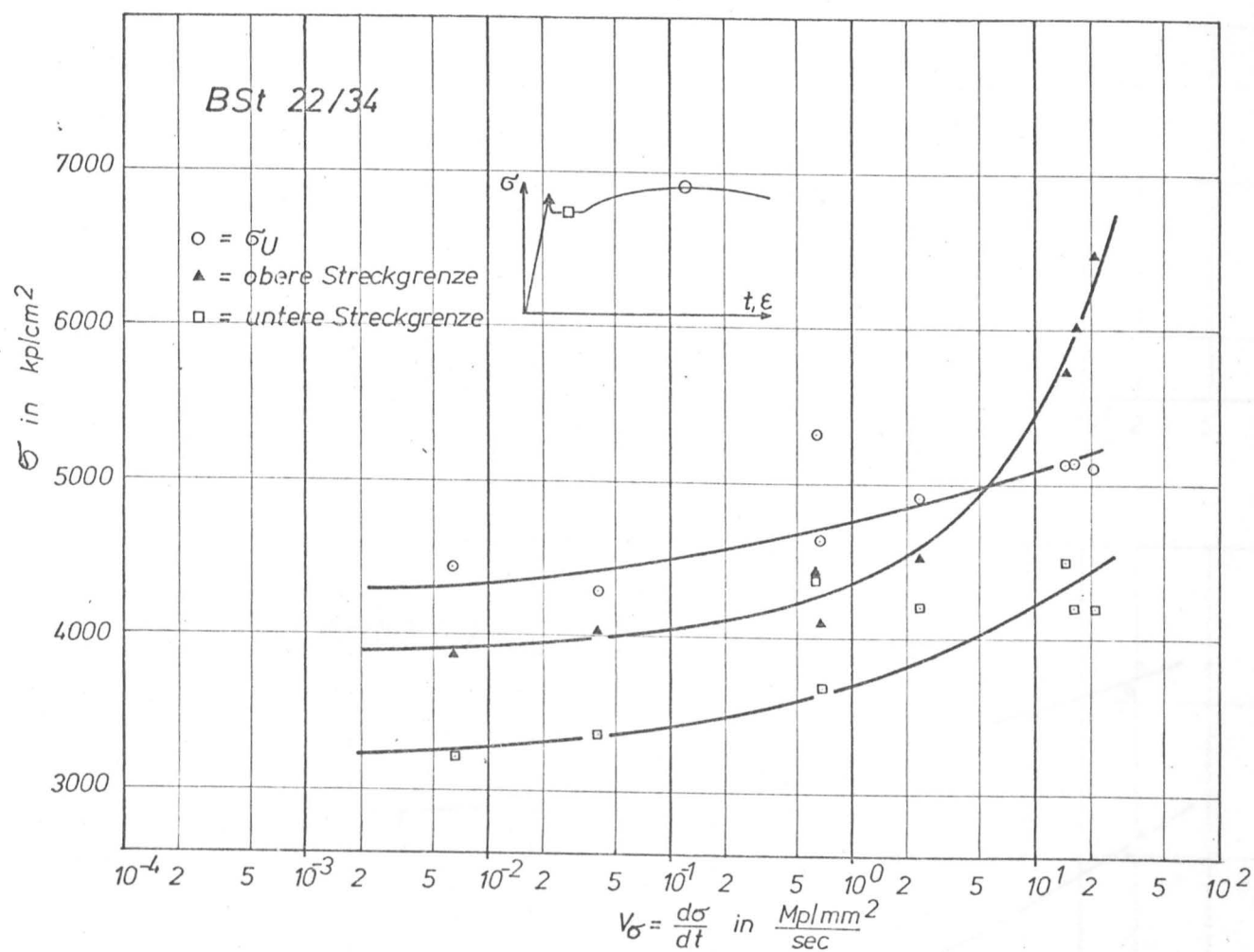


Anlage 40

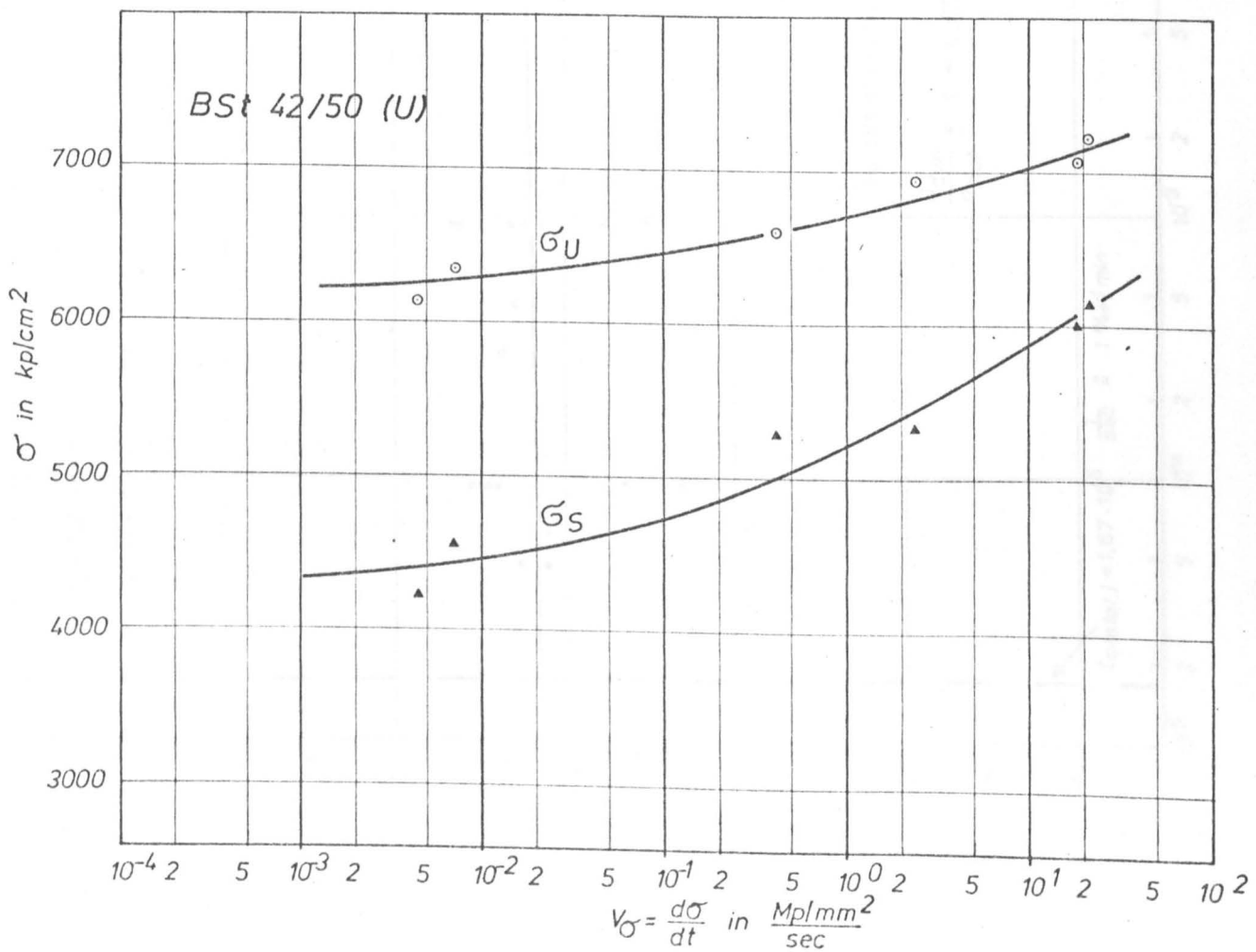
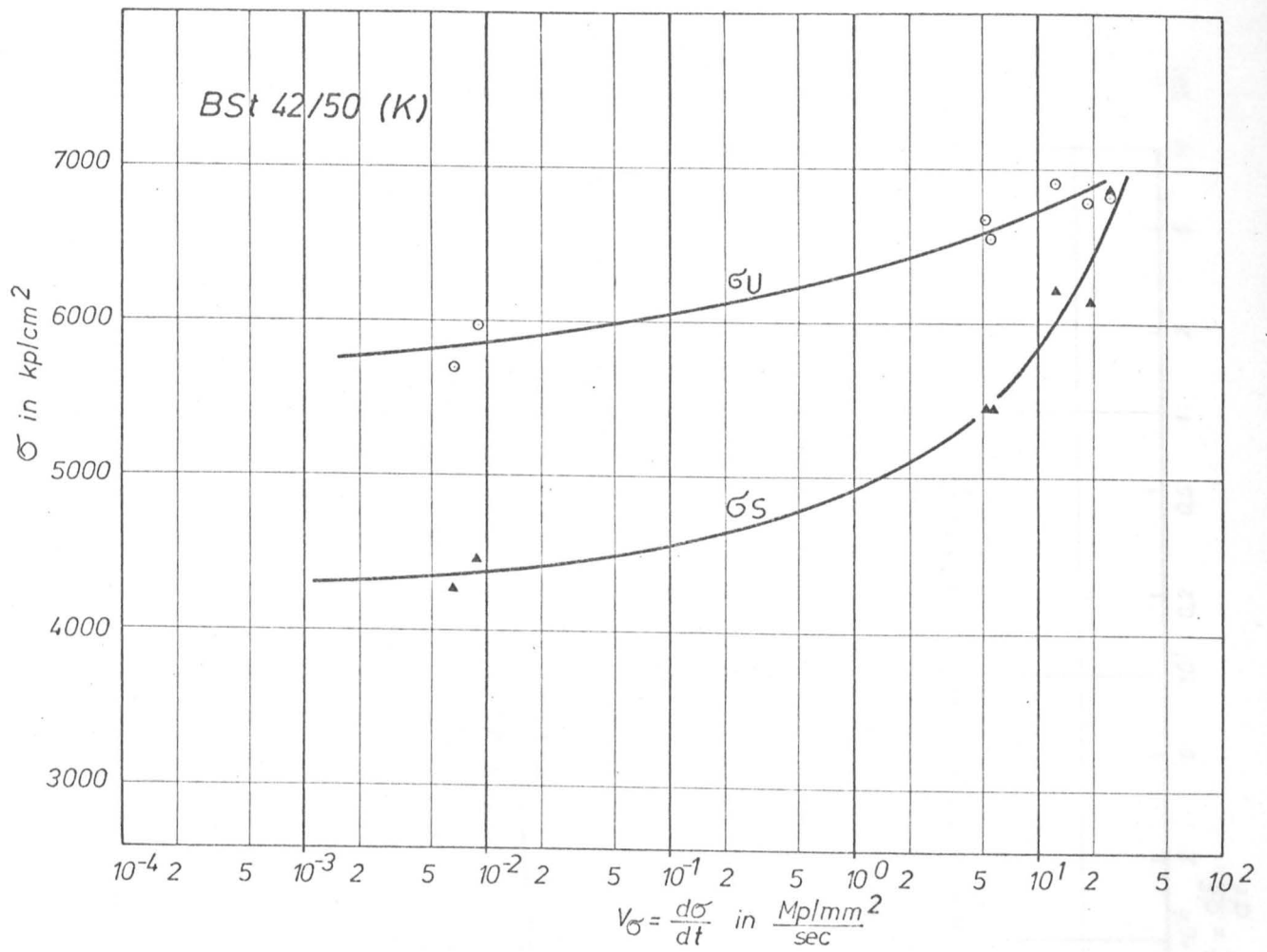


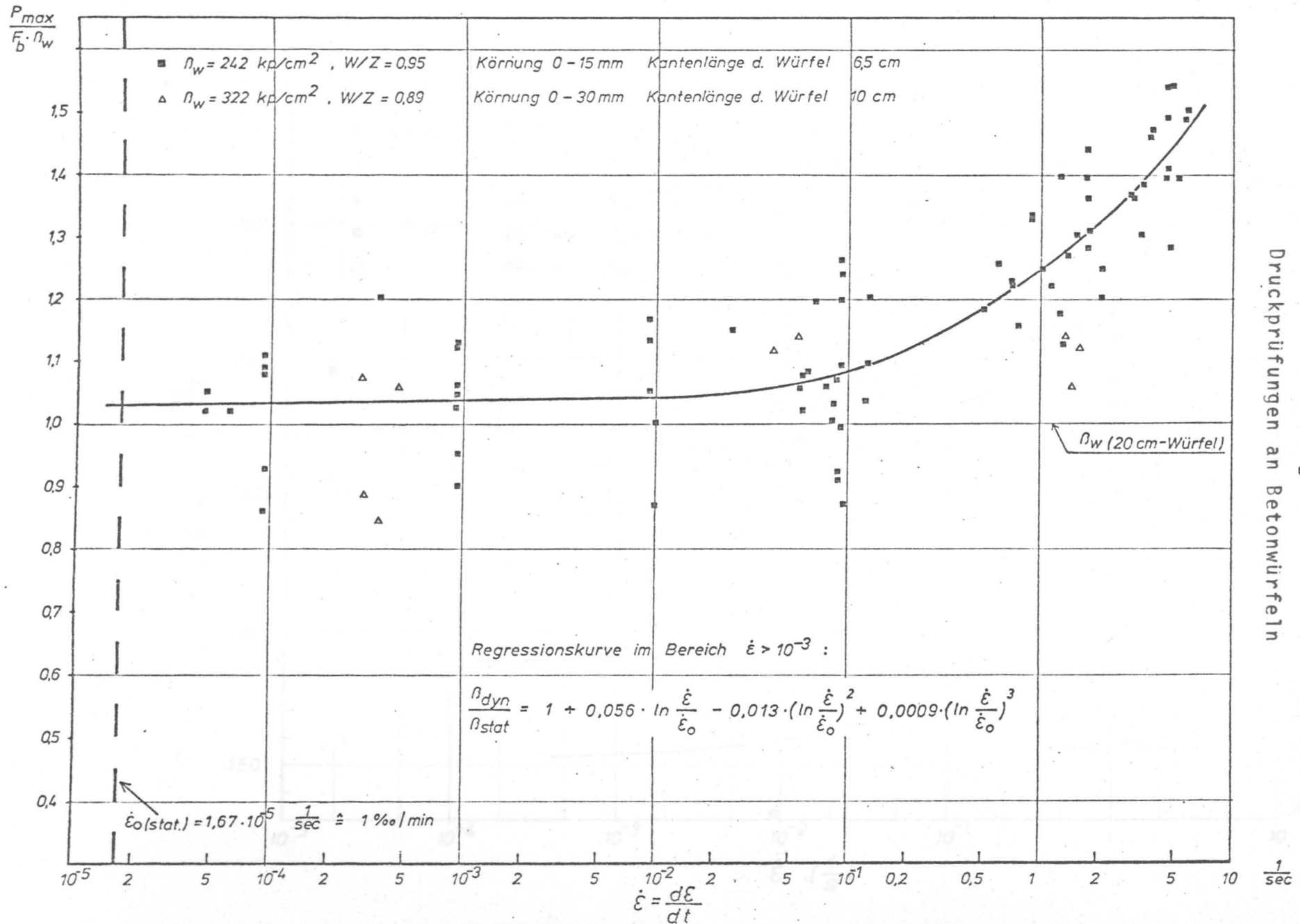
Wirkung des Spannungsanstieges auf
Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul von Beton
nach WATSTEIN [14]

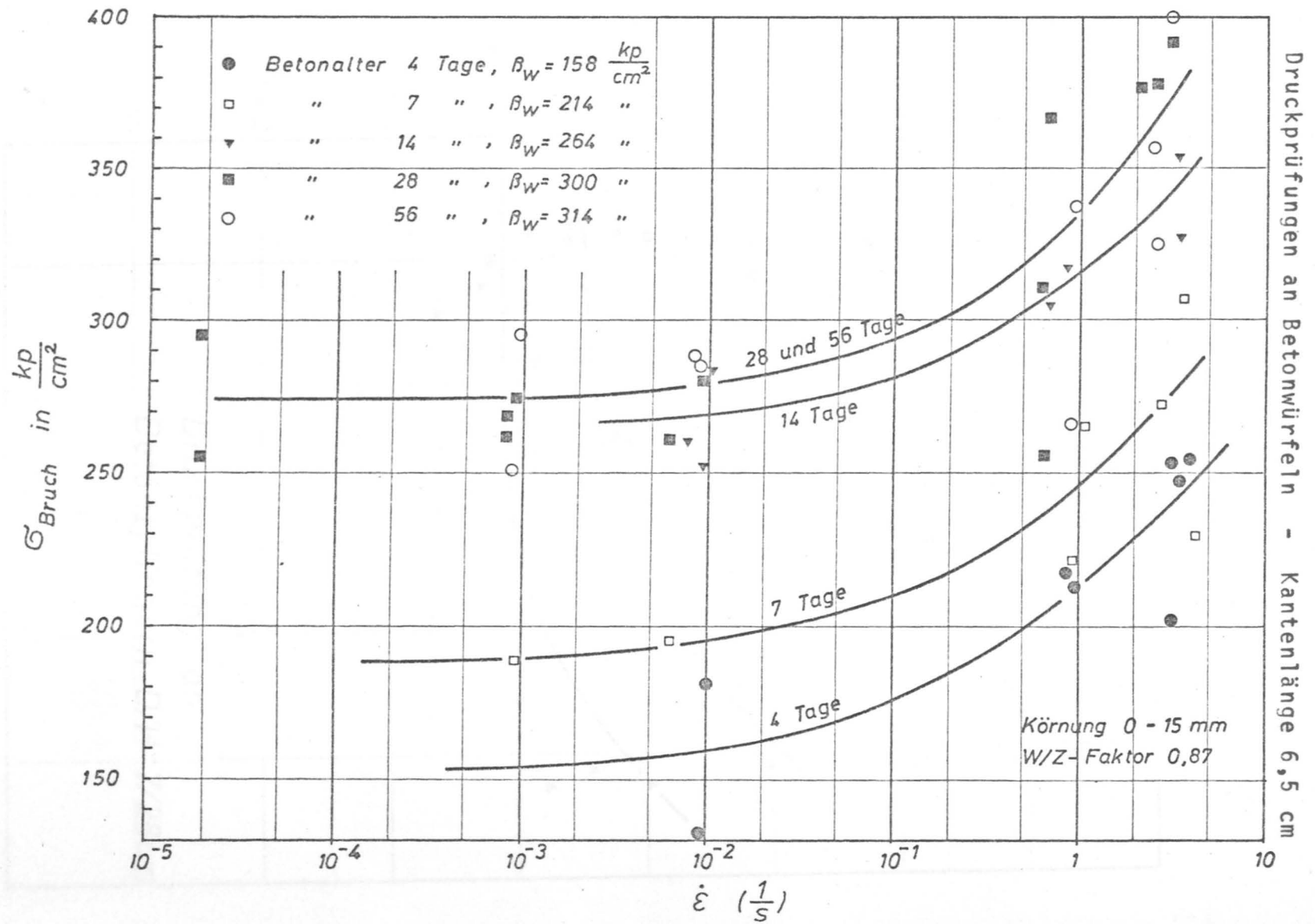
Zugprüfungen an Betonstahl - Proben



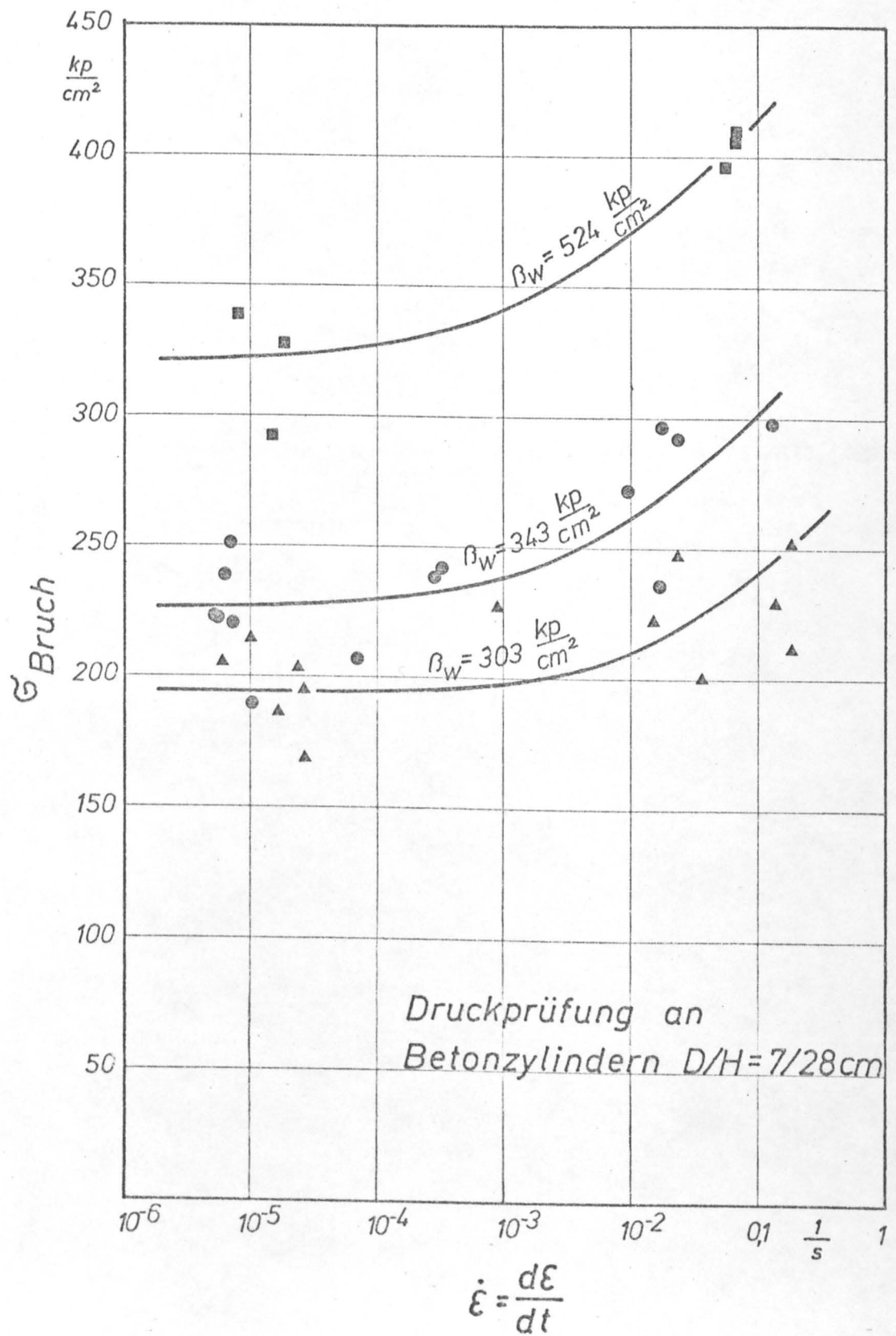
Zugprüfungen an Betonstahl - Proben







Anlage 45



20. Jan. 1975